

Nuno Gonçalo Mota Pires
Licenciado

Modelação de Paredes de Edifícios Pombalinos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Valter José da Guia Lúcio, UNL/FCT
Co-orientador: Professor Fernando Farinha da Silva Pinho, UNL/FCT

Júri:

Presidente: João Carlos Gomes Rocha de Almeida
Arguente: Corneliu Cismasiu
Voguais: Valter José da Guia Lúcio
Fernando Farinha da Silva Pinho

“Copyright” Nuno Gonçalo Mota Pires, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Agradeço toda a orientação e apoio na realização desta dissertação de mestrado ao meu Orientador Doutor Valter Lúcio e ao meu Co-Orientador Doutor Fernando Pinho.

Aos meus colegas de mestrado que me deram força e animo.

Aos meus familiares por acreditarem que seria capaz de levar a bom porto este trabalho.

O meu profundo agradecimento por tudo.

Resumo

A presente dissertação tem como objetivo efetuar a análise plástica das fachadas em alvenaria de pedra tradicional característica dos edifícios construídos na época pombalina após o terramoto de 1755 na cidade de Lisboa. Após o terramoto, o Marquês de Pombal implementou um modelo de edifícios que tiveram como grande inovação a inclusão na sua estrutura resistente da gaiola pombalina. Esta é uma estrutura de madeira tridimensional que confere um comportamento estrutural mais dúctil e resistente à ação dos sismos, em comparação com os edifícios anteriores a 1755.

Os Edifícios Pombalinos quando sujeitos a ações sísmicas poderão apresentar diferentes modos de colapso, um dos quais será o colapso das fachadas mantendo-se a estrutura interna de madeira intacta o tempo suficiente para que os ocupantes sejam evacuados do edifício. Esta dissertação pretende caracterizar o comportamento estrutural da fachada a fim de contribuir para o possível reforço e reabilitação dos edifícios da Zona da Baixa Pombalina construídos após o terramoto mas também de todos os edifícios com comportamento semelhante. Sendo este tipo de edifícios constituídos por parede de alvenaria e sabendo que este material não resiste à tração, optou-se por uma análise plástica do comportamento como forma de aproximação ao comportamento real da estrutura.

Para o estudo foi escolhido um edifício na Baixa Pombalina do qual se tinha os desenhos em planta e alçado, bem como dados sobre os materiais que compõem a estrutura e sobre a utilização da mesma.

Palavras chave: edifício pombalino, análise plástica, comportamento sísmico, parede de alvenaria, método das escoras e tirantes.

Abstract

The present study is about the plastic analysis of masonry rubble walls of buildings built in the Pombalin period after the earthquake of 1755 in the city of Lisbon. After the earthquake, the Prime-minister Marquis of Pombal implemented a urban model for the buildings and the downtown area that represents a great innovation of that time. The great innovation was on the structure of thus buildings in the implementation of a three-dimensional wooden structure known as the “gaiola” in the interior of the “frontal” walls, present above the first floor. This innovations gave the buildings a greater level of deformation and resistance in comparison to the previous constructions.

When Pombalino buildings are subjected to seismic forces the front wall should collapse first, leaving the interior structure of the pombalins cage intact and allowing all the persons in side safe so that they can escape. The main purpose of this study is to analyze the behavior of the front wall, in order to contribute to the effort of rehabilitation of buildings on the Lisbon downtown constructed after the 1755 earthquake and all the other buildings that could have a similar behavior. Knowing that these buildings have masonry walls and that these walls do not have tension resistance, the study analyzes the masonry behavior using a plastic analysis to simulate the walls.

For this study, a building from Lisbon downtown was chosen, from which we have the drawings of the structure and the data of materials are available.

Keywords: Pombalino buildings, plastic analysis, seismic behavior, masonry wall, cage, strut and ties model.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Objetivo	1
1.2	Organização	1
1.3	Nota Histórica	2
2	Estado da Arte	9
2.1	Estudo desenvolvido na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa por Fernando Pinho	9
2.2	Estudo desenvolvido por Pere Roca	13
2.3	Estudo desenvolvido por Istvan Kotorman	16
3	Caracterização do caso de estudo	19
3.1	Estrutura do Edifício	19
3.1.1	Arquitetura	20
3.1.2	Fundações	27
3.1.3	Paredes	29
3.1.4	Pavimentos	33
3.1.5	Escadas	34
3.1.6	Cobertura	35
3.1.7	Alterações ao edifício em estudo	36
3.2	Caraterísticas dos Materiais	38
3.2.1	Peso Volúmico	38
3.2.2	Módulo de elasticidade	38
3.2.3	Coefficiente de Poisson	39

3.2.4	Resistência à compressão	40
3.3	Ações	40
3.3.1	Ações Permanentes	40
3.3.2	Ações Variáveis	41
3.4	Modelação do edifício	46
4	Análise elástica	49
4.1	Murete	49
4.2	Edifício	53
4.2.1	Tensões geradas pela combinação fundamental	53
4.2.2	Tensões geradas pela Ação Sísmica 1 na direção x positiva	56
5	Análise plástica	61
5.1	Procedimento	61
5.2	Apresentação dos resultados	70
6	Considerações finais	73
6.1	Conclusão	73
6.2	Estudos futuros	74
	Referências	75

Índice de Figuras

1.3.1 Gravura ilustrativa do Terramoto de 1755 na Cidade de Lisboa	3
1.3.2 Banco de Gorringe localizado entre as Placas Euro-asiática e Africana	3
1.3.3 Planta-tipo elaborada por Eugénio Santos escolhida por Pombal para a requalificação de Lisboa após o terramoto de 1755	5
1.3.4 Proposta de fachada Eugénio Santos	5
1.3.5 Parede de frontal com a aplicação de treliças em madeira vulgarmente designadas de “gaiolas pombalinas”	6
2.1.1 Campos de tensões e resultantes nos muretes grandes sujeitos a compressão e corte	12
2.2.1 Representação dos Modelos utilizados por Roca (2004)	14
2.3.1 Estruturas analisadas por Kotormán (1998)	16
2.3.2 Métodos de reforço examinados por (Kotormán, 1998)	16
2.3.3 Distribuição das forças sísmicas	17
3.1.1 Fachada do Edifício Pombalino em estudo, na Rua da Misericórdia	21
3.1.2 Rua da Madalena, n.º 158-164	21
3.1.3 Fotografia de alguns edifícios da Praça D. Pedro IV	22
3.1.4 Fachada do Edifício em estudo situada na Rua da Misericórdia.	23
3.1.5 Planta do piso 4	23
3.1.6 Quarteirão Pombalino de delimitado pelas Ruas Augusta, de S. Julião, da Prata e da Conceição	24
3.1.7 Planta do piso 2	25
3.1.8 Planta do piso 3	25
3.1.9 Planta do piso 5	26

3.1.10 Planta do piso 6	26
3.1.11 Planta da cobertura	27
3.1.12 Localização dos aluviões na área do Castelo de São Jorge e envolvente (adaptado por Almeida (1986), por Lopes (2001))	28
3.1.13 Mapa geológico da área do Castelo de São Jorge e envolvente adaptado por Almeida (1986), por Lopes (2001)	28
3.1.14 Sistema de fundação utilizada em edifícios pombalinos	29
3.1.15 Modelo de portal/caixa de escada da gaiola tridimensional de madeira. Museu de Engenharia Civil IST (2000)	30
3.1.16 Parede de alvenaria com gaiola pombalina	31
3.1.17 Piso tipo composto por paredes de frontal de gaiola pombalina e tabique	31
3.1.18 Parede de tabique	32
3.1.19 Parede de alvenaria de tijolo visível da parte exterior da chaminé	33
3.1.20 Vigamento deteriorado com perca de secção	34
3.1.21 Estrutura de escada de gaiola pombalina	34
3.1.22 Praça D. Pedro IV com edifícios pombalinos com coberturas compostas por asnas amansardadas	35
3.1.23 Estrutura de asna simples	35
3.1.24 Estrutura de asna amansardada	36
3.1.25 Redução de secção das paredes de fachada, característica particular dos gaioleiros	37
3.2.1 Esquemas de paredes de alvenaria ordinária em edifícios em Lisboa	38
3.2.2 Gráficos relativos aos ensaios de compressão e à curva média	39
3.2.3 Determinação do módulo elástico-plástico equivalente. As áreas A1 e A2 são iguais. Adaptado de Pinho (2008)	39
3.3.1 Configuração do pavimento. Pormenor construtivo do vigamento	41
3.3.2 Espectro de resposta de cálculo correspondente à Ação Sísmica tipo 1, de acordo com o EC8 (2010)	43
3.3.3 Apresentação genérica da aplicação das forças estáticas equivalentes nos modelos de cálculo	45
3.4.1 Modelo estrutural em que todos os elementos são de alvenaria de pedra ordinária	47
3.4.2 Eixos de referência dos elementos shell no programa SAP2000	47
3.4.3 Tensões no elemento de membrana utilizado na modelação	48

4.1.1 Evolução dos sistemas de apoio no murete	50
4.1.2 Forças de reação de apoio. Valores em kN	50
4.1.3 Tensão σ_{11} no murete de referência modelado em programa de cálculo automático	51
4.1.4 Tensão σ_{22} no murete de referência modelado em programa de cálculo automático	51
4.1.5 Tensão σ_{12} no murete de referência modelado em programa de cálculo automático	52
4.1.6 Tensões e respectivas direções principais	52
4.1.7 Deformada do murete de referência dada pelo SAP2000	53
4.2.1 Tensões σ_{11} Combinação Fundamental de ações	54
4.2.2 Tensões σ_{22} devidas às cargas permanentes da estrutura	55
4.2.3 Evolução das Tensões normais verticais em altura	55
4.2.4 Tensões σ_{12} devidas às cargas permanentes da estrutura	56
4.2.5 Tensões σ_{11} devidas à Ação Sísmica tipo 1	57
4.2.6 Tensões σ_{22} devidas à Ação Sísmica tipo 1	58
4.2.7 Nembo da fachada com as tensões normais σ_{22} , provocadas pela ação sísmica tipo 1, (retirado e ampliado da figura 4.2.6)	58
4.2.8 Tensões σ_{12} devidas à Ação Sísmica tipo 1	59
4.2.9 Deformada da estrutura de fachada devida à Ação Sísmica 1	60
5.1.1 Divisão da fachada em nembos	61
5.1.2 Numeração de perfis na fachada do edifício	62
5.1.3 Deslocamentos dos nós do murete 16 retirados da modelação global da fachada	63
5.1.4 Murete 16 com os deslocamentos relativos do topo em relação à base. Modelo inserido no SAP2000	64
5.1.5 Aplicação dos apoios fixos no modelo do murete da fachada ao programa SAP2000	64
5.1.6 Forças atuantes e reações aplicadas ao murete 16, obtidos pela análise elástica	65
5.1.7 Modelo sem os apoios que provocam trações no murete	65
5.1.8 Tensões no murete 16 da fachada do edifício	66
5.1.9 Tensões σ_{12} no murete 16 da fachada do edifício, em kPa	67
5.1.10 Tensões principais no murete 16, com os respetivos ângulos das direções prin- cipais	67
5.1.11 Deformada do murete 16 provocada pelos deslocamentos impostos	68

5.1.12 Campo de tensões definido de acordo com a análise dos muretes retirados da fachada do edifício	69
5.2.1 Gráfico representativo das tensões nas escoras de acordo com o piso a que pertencem e com o perfil respetivo (figura 5.1.1)	72

Índice de Tabelas

2.1	Valores obtidos nos testes de compressão axial	10
2.2	Valores obtidos nos testes de compressão-corte	11
2.3	Resultados da aplicação do Método das Escoras e Tirantes aos ensaios de compressão-corte	13
3.1	Parâmetros para elaboração do espectro de resposta de cálculo	42
3.2	Continuação da Tabela 3.1.	42
3.3	Cargas distribuídas relativas às cargas permanentes (com exceção do peso próprio das paredes de alvenaria) e variáveis. Aplicadas no modelo como forças distribuídas estáticas e usadas para calcular as forças estáticas equivalentes ao sismo	44
3.4	Cálculo da massa correspondente a cada piso para o cálculo das forças estáticas equivalentes	45
3.5	Forças sísmicas equivalentes aplicadas no edifício	46
5.1	Resultados referentes aos muretes do Piso do R/C e do Piso 2	70
5.2	Resultados referentes aos muretes do Piso do 3 e do Piso 4	71
5.3	Resultados referentes aos muretes do Piso 5	71

Capítulo 1

Introdução

1.1 Objetivo

A baixa pombalina é uma das zonas mais importantes da cidade de Lisboa, quer pela sua localização quer pela sua importância histórica. Vários estudos nas áreas da Arquitetura e Engenharia Civil têm sido feitos com objetivo de conservar e reabilitar esta área privilegiada da cidade.

Os estudos na área de Engenharia Civil focam-se principalmente no comportamento das estruturas dos edifícios pombalinos como um todo, e visam acrescentar conhecimento às técnicas de reabilitação existentes e utilizadas para este tipo de edifícios. Como consequência dos estudos, formularam-se hipóteses de comportamento tipificado dos edifícios pombalinos quando solicitados por ações sísmicas.

Os edifícios pombalinos têm como grande evolução tecnológica o uso da gaiola pombalina. A gaiola foi introduzida com o objetivo de proporcionar maior ductilidade e resistência sísmica aos edifícios construídos após o terramoto de 1755. A construção da gaiola pombalina tem como objetivo garantir, aquando da ocorrência de um sismo, que o interior do edifício permaneça suficientemente íntegro para que todos os ocupantes possam evacuar o edifício, mesmo que algumas paredes de alvenaria colapsem. O objetivo desta dissertação é contribuir para o conhecimento da análise das paredes de fachada destes edifícios, usando métodos de análise plástica, nomeadamente o método de escoras e tirantes.

1.2 Organização

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos.

A introdução ao tema de dissertação é feita no capítulo 1, sendo também referidos os objetivos e motivações. No primeiro capítulo é feita também uma breve nota histórica sobre o tema. No capítulo 2 é apresentado o estado da arte sobre o tema. No capítulo 3 é feita a caracterização arquitetónica e estrutural do edifício em estudo, são referidos os materiais, o modelo estrutural

e as ações consideradas. No capítulo 4 trata-se a análise elástica de um murete de referência e da fachada do edifício. No capítulo 5 é feita a análise plástica da fachada do edifício estudado. No capítulo 6 apresentam-se as conclusões e desenvolvimentos futuros relativos ao estudo realizado.

1.3 Nota Histórica

As paredes de alvenaria de pedra são o elemento mais comum na execução de edifícios ao longo dos séculos em Portugal, na Europa e no resto do mundo. As primeiras utilizações deste tipo de elemento em construções datam de 8000 A.C., encontradas em escavações arqueológicas em Jericó (Azevedo, 2010). Tratavam-se de paredes cujo principal papel seria a defesa da cidade. Essas paredes foram materializadas com pedra calcária e as juntas preenchidas por terra.

Um dos exemplos de construções antigas com alvenaria são as pirâmides egípcias datadas de aproximadamente 3000 A.C., como as pirâmides de Queops, Quéfren e Miquerinos. Essas construções tinham como principal função servir de túmulo dos faraós do antigo Egito. Trata-se principalmente de pedra aparelhada de forma muito precisa, quer topo-graficamente quer geometricamente, o que permite apresentar tensões baixas entre elas (Azevedo, 2010).

Ao longo dos séculos as formas de utilização das alvenarias, quer de pedra ordinária, com ou sem argamassa de união, quer de cantaria, sofreram grandes evoluções e tomaram diferentes formas de acordo com o tipo de utilização ou fim para o qual os edifícios eram construídos.

O presente estudo foca principalmente as paredes de alvenaria ordinária da época pombalina entre 1755 e 1870. Como tal, é necessário contextualizar historicamente as paredes de alvenaria da época pombalina.

No dia 1 de Novembro de 1755, enquanto os moradores de Lisboa iniciavam as suas atividades diárias, a cidade foi assolada por um forte abalo sísmico. Os seus habitantes, aterrorizados com o tremor de terra, pensaram que após este tudo voltaria ao normal. Tal não se verificou. A terra voltou a tremer uma segunda vez, só que a destruição foi bem maior. Logo a seguir ao segundo abalo sísmico, o nível da água do mar subiu devido a vagas de ondas, vulgarmente denominadas por maremoto. O mar destruiu toda a baixa da cidade. Do Paço Real até às Portas de Santo Antão deflagraram vários incêndios que levariam seis dias até serem extintos (Pena, 2008).

Dois terços da cidade foi destruída. Das vinte mil casas somente três mil se salvaram dos incêndios. Lisboa que tinham ao todo aproximadamente quarenta igrejas, trinta e cinco sofreram derrocada ou arderam. Nos seis Hospitais da cidade deflagraram incêndios. Trinta e três residências da família real ficaram destruídas (França, 1989). Nos dias seguintes ao dia do sismo a destruição era imensa; além disso os cadáveres acumulados por toda a cidade e as doenças associadas, como a peste ou a cólera, seriam outros dos fatores de devastação.



Figura 1.3.1: Gravura ilustrativa do Terramoto de 1755 na Cidade de Lisboa (E.L-B.C., 1973)

O que teria acontecido ao certo naquele dia de todos os Santos ainda é de certa forma alvo de variadíssimas hipóteses por parte dos historiadores que investigam e investigaram este acontecimento. Poderá ter ocorrido um sismo seguido de maremoto mas há quem defenda a tese de que teriam ocorrido dois sismos e que só após o segundo se seguiu o maremoto. A localização exata do epicentro também tem sido objeto de especulação. Apesar de se saber que o epicentro se encontra algures na orla atlântica, têm-se sugerido novos locais de acordo com as descobertas de novas falhas, afastando o epicentro do Banco de Gorringe (Pena, 2008).



Figura 1.3.2: Banco de Gorringe localizado entre as Placas Euro-asiática e Africana(Oceana, 2005)

A cidade de Lisboa ficou totalmente descaracterizada pela devastação, passando os efeitos para a população, tendo sido notícia em toda a Europa e alvo de análise por parte de filósofos como Rousseau, Voltaire ou Goethe (Pena, 2008).

Nos dias subsequentes a vida quotidiana dos habitantes de Lisboa começou lentamente a voltar ao normal. Começaram a chegar de cortes estrangeiras ofertas de mantimentos e ajudas. No plano político o Ministro Sebastião José Carvalho e Mello (Marquês de Pombal), Secretário de Estado dos Negócios Estrangeiros e da Guerra do Governo d'El Rei D. José I tomou as rédeas do País e começou imediatamente o processo que levaria ao plano de recuperação da cidade e à sua remodelação. Tal acontecimento que tinha causado tanta morte e destruição, por ironia do destino teve um efeito revitalizador na vida da cidade, mudando a sua face. O Ministro revelou visão para levar à prática toda essa mudança. Assim, nos anos seguintes. Pombal, mesmo com forte oposição da Nobreza, iria liderar uma equipa com o objetivo de reconstruir Lisboa de uma forma organizada, focada no urbanismo, habitação e salubridade. As preocupações iniciais de Pombal foram a limpeza das ruas, drenagem das águas, medição e tombo das praças, ruas, casas e edifícios reais (Teixeira, 2010). Todo o processo foi organizado para que a requalificação fosse realizada de forma legal e de acordo com planos de urbanização. O Governo d'El Rei Publicou a 30 de Dezembro um Decreto lei em que expunha as premissas que levariam aos planos de requalificação da cidade (França, 1989). A liderança da Equipa esteve a cargo do Sargento-Mor Manuel da Maia, engenheiro militar.

No documento redigido por Maia e entregue a Pombal a 4 de Dezembro de 1755, são apresentadas e analisadas várias hipóteses possíveis para a requalificação da cidade. Apesar da perda de grande parte do espólio bibliográfico do Engenheiro Militar no fogo provocado pelo sismo, Maia revelou na sua dissertação todo o seu conhecimento e saber.

Na Parte Primeira, o documento previu cinco hipóteses urbanísticas acompanhadas dos respetivos modelos arquitetónicos (Teixeira, 2010). Maia pôs na mesa várias hipóteses distintas: reedificar a cidade alargando as ruas mas mantendo o padrão construtivo antigo dos edifícios; demolir o que restava da zona mais destruída e proceder à sua urbanização sem obstáculos e com total liberdade; pôs ainda a hipótese de proceder à construção de uma nova cidade na zona de Alcântara e Pedrouços, abandonando a zona sinistrada (Teixeira, 2010).

Na Parte Segunda, Maia assume já a reconstrução da baixa e também a implementação do novo Paço Real no que hoje denominamos de Campo de Ourique (Rossa, 2004).

Na Parte Terceira, entregue a 31 de Março de 1756, Manuel da Maia expõe as 4 hipóteses de desenho urbanístico sobre a requalificação da cidade. Em todas estas hipóteses encontra-se delimitado o mesmo perímetro de intervenção (Rossa, 2004). Neste trabalho destaca-se a contribuição do Capitão Eugénio Santos e do Tenente-Coronel Carlos Mardel. Em conjunto com eles trabalharam mais cinco engenheiros militares, distribuindo-se em várias equipas que elaboraram seis plantas de acordo com os objetivos estabelecidos por Manuel da Maia.

Após a apresentação das seis plantas, o Ministro Pombal escolheu o quinto desenho da autoria de Eugénio dos Santos. Esta planta é composta por um traçado ortogonal com um novo

enquadramento para o Terreiro do Paço, ligado ao Rossio pela Rua do Ouro e Rua Augusta. O alargamento das ruas, a nova organização do perímetro urbano em conjunto com a modernização da arquitetura dos novos edifícios foi um marco na história do País mas também internacionalmente.

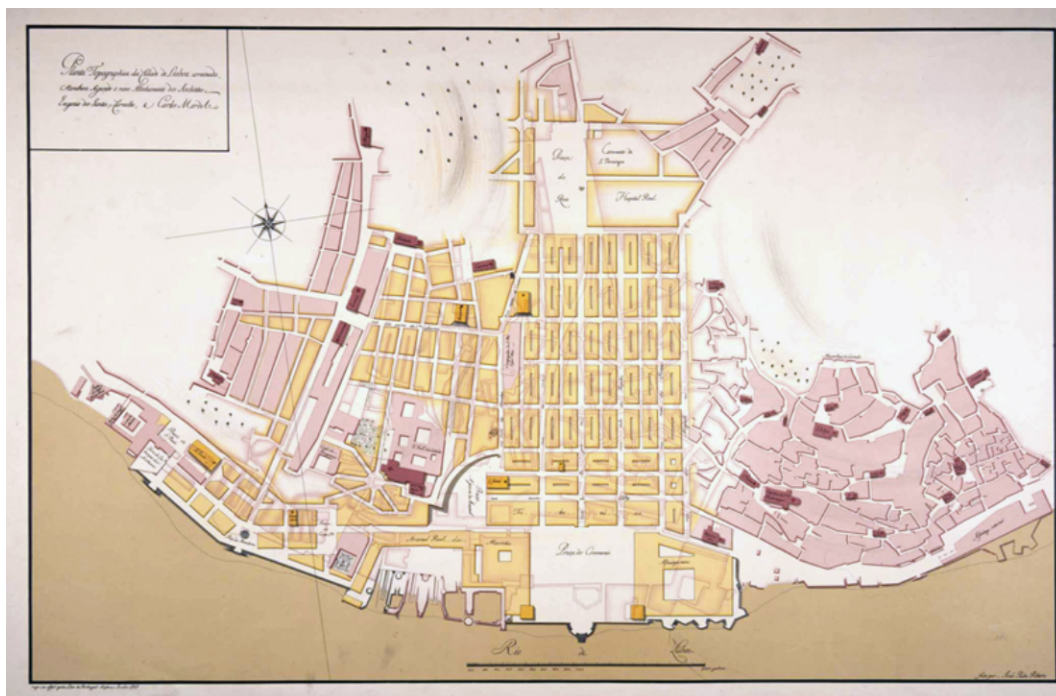


Figura 1.3.3: Planta-tipo elaborada por Eugénio Santos escolhida por Pombal para a requalificação de Lisboa após o terramoto de 1755 (Santos, 1756)

As tipologias construtivas no que se refere à arquitetura dos edifícios também foram definidas por Eugénio dos Santos de acordo com a figura 1.3.4.

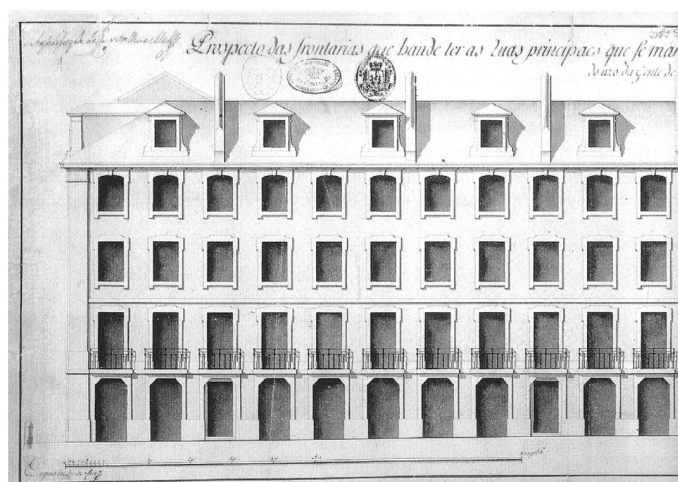


Figura 1.3.4: Proposta de fachada Eugénio Santos (Santos, 2000)

Três anos após o sismo, a 12 de Maio, é promulgado um alvará com força de lei que será a

peça fundamental para a reconstrução da cidade. É a legislação essencial para a determinação de prazos, obrigações, direitos e até situações especiais com o objetivo de evitar especulações. A 12 de Junho do mesmo ano são passadas instruções de como por em prática as obras e considerações gerais (França, 1989).

Num marco histórico da legislação urbanística e arquitetónica em Portugal, o País passou a ter um conjunto de regras e predicados que traçavam as orientações de edificação e urbanização das construções futuras. Preocupações anti-sísmicas em relação ao funcionamento estrutural global dos futuros edifícios passaram a estar na ordem do dia tendo como consequência a tipificação dos elementos como paredes de frontal, fundações, largura de ruas e outros aspetos ligados à segurança e à salubridade.

A grande inovação tecnológica dos edifícios pombalinos foram as paredes de frontal. Trata-se simplesmente da aplicação do princípio da treliça como elemento de distribuição de esforços ao longo das paredes interiores. A partir da análise dos edifícios que conseguiram resistir ao sismo, em conjunto com os conhecimentos de construção naval da época, chegou-se a um modelo tridimensional da disposição das paredes com elementos de treliça em madeira embutidos em conjunto com elementos cerâmicos argamassados. Todos os elementos necessários à construção dos edifícios pombalinos com as suas novas tecnologias foram definidos através de regulamentos. A designação destas treliças de madeira é “gaiola pombalina” (figura 1.3.5).



Figura 1.3.5: Parede de frontal com a aplicação de treliças em madeira vulgarmente designadas de “gaiolas pombalinas” (Lopes, 2010)

Terá sido posta a hipótese que o colapso destes edifícios seria parcial, ou seja, em caso de sismo as paredes de fachada e laterais poderiam sofrer o colapso mas o interior mantinha-se intacto, permitindo a evacuação dos habitantes. Não há, no entanto, consenso em relação a esta hipótese, não se sabendo se quem definiu as novas tecnologias dos edifícios pombalinos teria como base este tipo de colapso.

Estudos e discussões à volta deste assunto levam a crer que em caso de sismo a resistência das gaiolas pombalinas interiores poderá não ser suficiente para evitar o colapso total. Poderá

no entanto ajudar a que uma elevada percentagem das forças sísmicas seja absorvida por estes elementos.

Um dos mecanismos de rotura dos edifícios compostos por paredes de alvenaria é o colapso das fachadas por deformação excessiva para fora do plano (Branco, 2007).

A capacidade resistente no que diz respeito a ações horizontais, ou seja, maioritariamente ações sísmicas, é garantida através das paredes de alvenaria. A resistência às tensões de compressão é elevada, sendo que estas tensões se desenvolvem em consequência das ações gravíticas. Assim, para o funcionamento deste tipo de construções é necessário a presença de elementos de ligação entre as gaiolas pombalinas e as paredes de fachada e envolventes.

A degradação dos sistemas aplicados na época de Pombal foi-se agravando ao longo dos séculos seguintes à medida que a memória dos responsáveis e construtores em relação ao terramoto se foi desvanecendo. Passou-se das gaiolas pombalinas para os gaioleiros e perdeu-se o rigor construtivo que Pombal e os seus Engenheiros desenvolveram e definiram. Trata-se de uma simplificação mas, além desta degradação, nas soluções construtivas também se procedeu ao aumento de pisos de três (edifícios originais) para cinco ou seis. Juntando estes aspetos a uma mão-de-obra e materiais na maioria dos casos de inferior qualidade, surgiram edifícios com um elevado risco sísmico e até, em alguns casos, de ruína. É de salientar que grande parte deste edifícios sofreu colapsos durante a fase de construção e até depois de estarem ocupados, exemplificativo da fraca estabilidade estrutural que apresentavam (Pinho, 2000).

É necessário focar o estudo e análise de edifícios antigos quer nos edifícios de época pombalina, mas também e ainda com mais cuidado nos edifícios posteriores e que são muitas vezes de pior construção. A caracterização do comportamento de edifícios antigos, das soluções de reforço existentes, e a procura de novas soluções de melhoramento do funcionamento estrutural, são essenciais para, além de manter o património histórico vivo, tomar medidas que minimizem possíveis vítimas. Assim, é essencial aprofundar o conhecimento para que sejam feitas intervenções no parque edificado, para a sua manutenção e utilização em segurança.

Capítulo 2

Estado da Arte

Após pesquisa sobre o tema da dissertação, mais especificamente sobre estudos de fachadas de edifícios recorrendo à análise plástica, constatou-se uma grande escassez de investigação. Os estudos similares são particulares sobre o tipo de construção estudada por cada autor, não tendo sido encontrado nenhum semelhante ao tema desta dissertação. A particularidade de cada estudo apresentado neste capítulo diz respeito ao país de origem do autor, localização geográfica, tipo de construção específica, etc. Trata-se portanto de um tema vasto com diferentes aproximações possíveis e particulares do tipo de edifício que se pretende estudar.

2.1 Estudo desenvolvido na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa por Fernando Pinho

A atividade como investigador do Professor Fernando Pinho (2007), da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, tem-se centrado principalmente sobre a caracterização do comportamento de paredes de alvenaria e reforço das mesmas. No artigo científico “Experimental Research on Rubble Stone Masonry Walls” é feita a apresentação do projeto experimental de investigação sobre paredes de alvenaria ordinária (Pinho, 2008). São apresentados os materiais utilizados na execução de muretes tipo utilizados no estudo, bem como os processos construtivos, ensaios laboratoriais e resultados experimentais obtidos.

1. Caracterização dos materiais utilizados para a construção dos muretes tipo:

- Pedras

As pedras calcárias utilizadas no estudo provêm de Rio Maior. Apresentam massa volumica na ordem de 2491kg/m^3 , com uma tensão média de resistência à compressão de $47,8\text{MPa}$.

- Areias

Foram obtidas de Rio Maior, com uma massa volúmica de 2625kg/m^3 , tem sido utilizados dois tipos: areia de rio e areia amarela.

- Argamassa de cal

A argamassa utilizada tem uma composição de 1:3 (cal:areia). Esta composição é idêntica à usada na Zona da Baixa Pombalina de Lisboa. As tensões médias resistentes de compressão foram de $0,6\text{MPa}$ aos 90 dias.

2. Propriedades dos muretes de alvenaria ordinária

Os muretes foram materializados com 75% de pedra calcária e 25% de argamassa de cal por m^3 de parede. Foram construídos 62 muretes aplicando técnicas construtivas tradicionais de paredes de alvenaria ordinária. Dividiram-se em dois grupos: 20, com 1,20m de altura, 1,20m de largura e 0,40m de espessura, para testes de carga de compressão-corte, identificadas como “muretes grandes”. Os restantes 42 muretes, com 1,20m de altura, 0,80m de largura e 0,40m de espessura, para teste de carga de compressão, identificadas como “muretes pequenos”.

A massa volúmica média obtida para o conjunto dos 62 muretes foi de 1758kg/m^3 .

3. Resultados obtidos nos testes de compressão Axial

Tabela 2.1: Valores obtidos nos testes de compressão axial (Pinho, 2008)

Muretes	F^{max}	σ^{max}	$\delta_v^{F^{max}}$	ε_v^{max}	E
	(kN)	(MPa)	(mm)	(%)	(MPa)
M43	134,2	0,42	6,8	5,7	239
M21	127,7	0,40	6,4	5,3	409
M32	148,5	0,46	4,3	3,6	267
Valores médios	136,8	0,43	5,8	4,9	305

Em que:

- F^{max} - Força máxima axial aplicada aos muretes;
- σ^{max} - Tensão máxima atingida correspondente à força máxima;
- $\delta_v^{F^{max}}$ - Deslocamento vertical máximo atingido pelos muretes;
- ε_v^{max} - Extensão vertical máxima atingida;
- E - Módulo de elasticidade correspondente à aplicação da força axial.

4. Resultados obtidos nos testes de compressão-corte

Tabela 2.2: Valores obtidos nos testes de compressão-corte (Pinho, 2008)

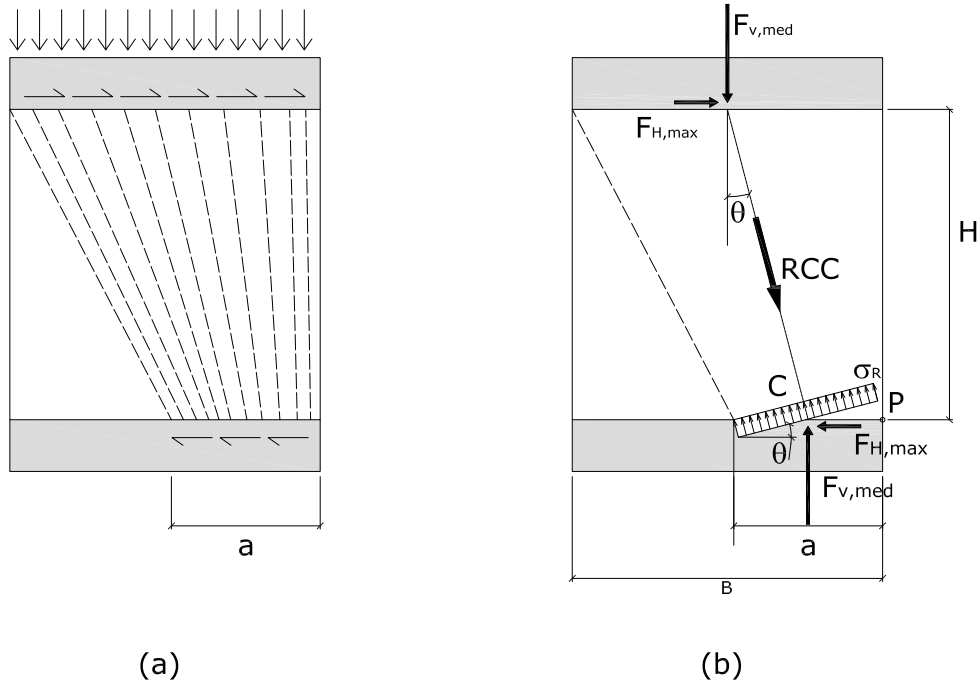
Muretes	F_v^{max} (kN)	F_H^{max} (kN)	R^{max} (kN)	$\delta_H^{F^{max}}$ (mm)
M20	108,9	25,0	111,7	4,6
M5	109,8	22,4	112,1	2,7
M12	108,9	24,0	111,5	4,0
Valores médios	109,2	23,8	111,8	3,8

Sendo que:

- F_v^{max} - Força vertical máxima aplicada ao murete;
- F_H^{max} - Força horizontal máxima aplicada ao murete;
- R^{max} - Resultante inclinada das forças horizontal e vertical;
- $\delta_H^{F^{max}}$ - Deslocamento horizontal provocado pelas forças máximas vertical e horizontal.

5. Aplicação do Método das Escoras e Tirantes aos muretes de alvenaria

Neste trabalho é feita também uma análise dos muretes aplicando o Método das Escoras e Tirantes com o intuito de quantificar a resistência dos muretes sujeitos a forças de compressão-corte, com base nos resultados dos ensaios de compressão simples. Este método é utilizado na análise de elementos de betão armado, em que as escoras correspondem aos campos de compressão e os tirantes às armaduras principais tracionadas. No caso das paredes de alvenaria têm-se apenas escoras já que as paredes têm fraca resistência à tração.



(a) Campos de tensões; (b) resultante do campo de tensões (Pinho, 2007)

Figura 2.1.1: Campos de tensões e resultantes nos muretes grandes sujeitos a compressão e corte

O método de escaras e tirantes é baseado no Teorema Estático da Teoria da Plasticidade, segundo o qual, num sistema em equilíbrio, uma força que não excede a capacidade resistente do sistema é inferior à carga de colapso.

Fazendo o equilíbrio de momentos no ponto P, tem-se:

$$F_V \times \frac{B}{2} - F_{H,max} \times H - F_V \times \frac{a}{2} = 0 \quad (2.1.1)$$

Em que:

- $F_{H,max}$ - Força horizontal máxima;
- F_V - Força vertical;
- RCC - Resultante das forças vertical e horizontal.

$$RCC = \sqrt{(F_V)^2 + (F_{H,max})^2} \quad (2.1.2)$$

Com inclinação igual a:

$$\theta = \arctg \left(\frac{F_{H,max}}{F_V} \right) \quad (2.1.3)$$

Na tabela 2.3 apresentam-se os valores de a e θ , obtidos com as expressões 2.1.1, 2.1.2 e 2.1.3, respetivamente.

Considera-se que a resistência à tração da alvenaria é quase nula e que as tensões de compressão têm uma distribuição plástica na secção transversal da escora. Esta tem na base uma largura dada por “ $a \times \cos\theta$ ”, em que o valor máximo da força de compressão na escora é:

$$R' = \sigma_{ref} \times (a \times \cos\theta) \times e \quad (2.1.4)$$

Em que “e” é a espessura do murete de alvenaria, $\sigma_{ref} = 0,43\text{MPa}$ é a tensão de rotura de referencia relativa aos ensaios de compressão axial realizados nos muretes de 1,2x0,8m.

Na tabela 2.3 apresentam-se os valores de R’ obtidos com a expressão 2.1.4.

Tabela 2.3: Resultados da aplicação do Método das Escoras e Tirantes aos ensaios de compressão-corte (Pinho, 2008)

Murete	Valores experimentais (kN)			Método das Escoras e Tirantes				Relação R'/RCC
	F_V	F_H^{max}	Resultante inclinada	θ	a	$a \times \cos\theta$	R'	
			RCC	($^\circ$)	(m)	(m)	(kN)	
murete de referencia	109,2	23,8	111,8	12,3	0,677	0,661	113	1,01

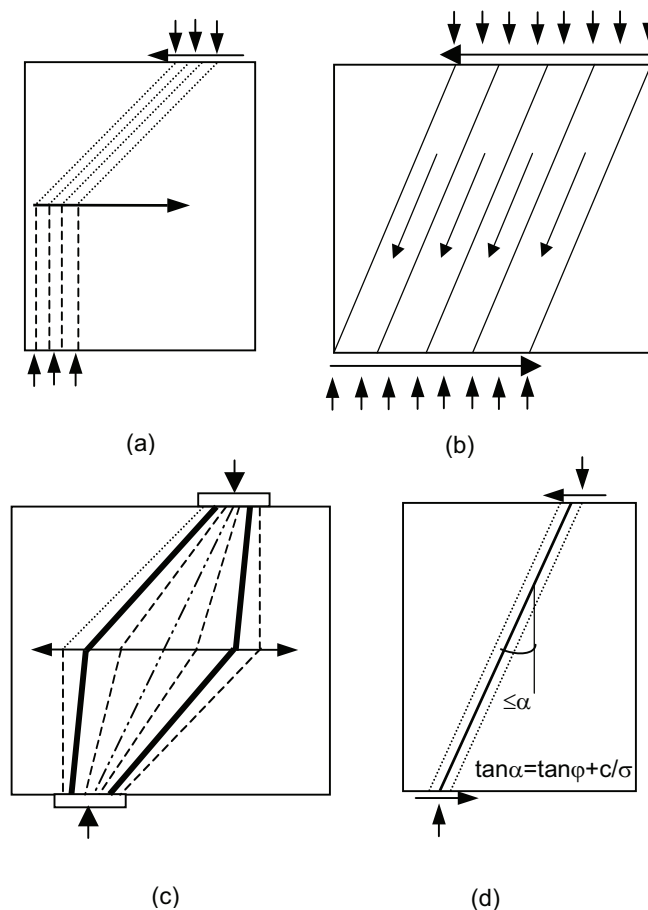
Analisando a tabela 2.3 pode-se concluir, que com o Método das Escoras e Tirantes se obteve um resultado satisfatório em comparação com os resultados experimentais, porque a relação R'/RCC é muito próxima da unidade.

2.2 Estudo desenvolvido por Pere Roca

O estudo realizado por Roca (2004) incide sobre a aplicação do modelo de escoras e tirantes e tem o título “Métodos simplificados para avaliação da resistência ao corte de paredes de alvenaria”. A aplicação de modelos de escoras e tirantes é bastante vulgar em estruturas de betão armado. Este tipo de modelação está bem estudado no meio académico mas também se encontra previsto nas normas sobre betão armado.

Sabendo que as paredes de alvenaria têm fraca resistência à tração, a sua capacidade resistente a forças transversais pode ser explicada por se gerarem campos diagonais de compressão, em equilíbrio com as cargas aplicadas.

- Características dos modelos de equilíbrio elementar



(a) desvio do campo de forças de compressão através de forças de tração; (b) Escoras paralelamente distribuídas; (c) em forma de gargalo combinadas com tirantes; (d) limitação do ângulo máximo da escora em relação à vertical

Figura 2.2.1: Representação dos Modelos utilizados por Roca (2004)

A seguir apresentam-se as regras propostas por Roca (2004) para a construção de um modelo de escoras e tirantes:

1. O modelo deve ser o mais simples possível para que se possa aplicar. O número de escoras e tirantes deverá ser limitado ao mínimo aceitável para descrever o mecanismo de transferência de cargas.
2. As escoras usadas no modelo descrevem os campos de compressão. O efeito de forças distribuídas na parede deverá ser modelado com escoras. No mínimo devem ser utilizadas duas escoras distribuídas.

3. Cargas concentradas ou pequenas cargas distribuídas e também reações que causem campos de compressão que tenham o efeito de garrafa devem ser descritos por um mecanismo de 2 escoras e um tirante a equilibrar as escoras (figura 2.2.1,c)).
4. A máxima inclinação das escoras em relação à vertical é limitada pelo atrito nos pontos de apoio. Deve-se adotar o critério de Mohr-Coulomb para estabelecer a máxima força transversal que pode ser transferida para a reação horizontal, A inclinação da escora é definida pelo ângulo de atrito na interface da argamassa com o tijolo, no caso de alvenaria de tijolo emparelhado. No caso de paredes de alvenaria ordinária o ângulo das escoras com a vertical está limitado a:

$$\tan\alpha \leq \tan\phi + \frac{c}{\sigma_n} \quad (2.2.1)$$

Onde “c” é a coesão, σ_n é a tensão média de compressão (figura 2.2.1, c) e ϕ é o angulo de atrito.

5. Os tirantes podem estar na posição horizontal devido aos baixos esforços nas interfaces entre tijolos. A tensão aplicada no tirante é resistida pela combinação do atrito entre as junções e da resistência à tração dos tijolos. A máxima força T no tirante é estimada a partir das seguintes equações:

$$T \leq V_i \times \tan\alpha_i \quad (2.2.2)$$

$$T \leq A_b \times \sigma_{bt} \quad (2.2.3)$$

em que V_i é a menor força vertical nas duas escoras ligadas ao tirante, A_b é a “área da zona que resiste à força de tração” e σ_{bt} é o acréscimo de força de tração que pode ser resistido.

6. Podem ser identificados dois tipos de nós entre elementos lineares. O primeiro consiste na ligação entre duas escoras e um tirante, onde a força T está ancorada. Nestes casos deve ser satisfeita a seguinte condição, relacionada com a transferência de forças entre ligações:

$$T \leq V_1 \times \tan\alpha \quad (2.2.4)$$

onde V_1 é a força vertical na escora.

7. O segundo tipo de nó corresponde a zonas onde uma ou mais forças convergem com a reação. Este nó é representado por uma zona com dimensões mínimas que são determinadas pela resistência à compressão dada pelo fabricante.
8. Os modelos têm de ser consistentes com os campos de tensão obtidos experimentalmente e por micro modelações, em termos de distribuição de tensões, fendilhação e outros aspectos observados. No entanto, a forma como os modelos se relacionam com a fendilhação observada e as distribuições de tensões pode não ser óbvia.

A base teórica para aplicação desta teoria é a teoria da plasticidade, nomeadamente o teorema do “limite superior”.

2.3 Estudo desenvolvido por Istvan Kotormán

Kotormán (1998) levaram a cabo análises numéricas de edifícios materializados com paredes de alvenaria carregadas horizontalmente, em que num dos casos o edifício tem elementos de reforço estrutural e no outro não.

Para a modelação do edifício Kotormán (1998) definiram uma estrutura em forma de caixa composta pelas paredes de fachada, tardo e alçados laterais, e desprezando a cobertura. Na figura 2.3.1 apresentam-se os dois modelos analisados, um com portas e janelas e outro sem esses elementos arquitetónicos.

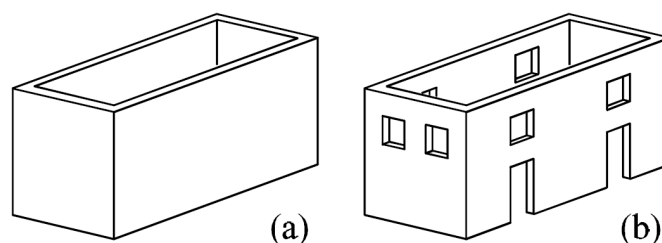


Figura 2.3.1: Estruturas analisadas por Kotormán (1998)

A partir destes modelos foram analisados também os métodos de reforço de:

1. Pós-tensão vertical em barras de aço dentro do edifícios e ao longo de toda a altura;
2. Pós-tensão horizontal em barras de aço inseridas em painéis no nível mais alto do edifício;
3. Grelha no topo do edifício, utilizando perfis em I.

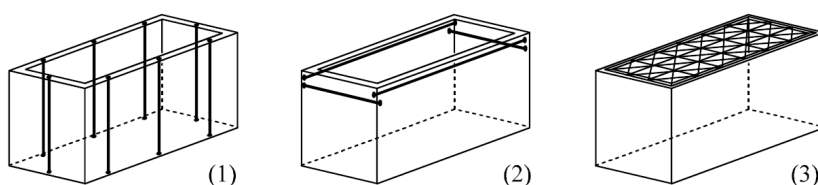


Figura 2.3.2: Métodos de reforço examinados por (Kotormán, 1998)

1. Modelação da estrutura no programa de cálculo automático:

As dimensões geométricas definidas para os edifícios tipo analisados são de 10x20m com 1m de espessura das quatro paredes de fachada exteriores. Estas dimensões são definidas

a partir de igrejas medievais e edifícios históricos. As condições de apoio na modelação em programa de cálculo automático STRAUS são de encastramento total. Foi modelado somente metade dos edifícios, a partir do seu eixo de simetria em comprimento. As barras de aço aplicadas em (1) e (2) da figura 2.3.2 têm forma circular com 20mm de diâmetro. Os perfis em I utilizados em (3) da figura 2.3.2 são secções com altura de 200mm e largura de 100mm, dispostos no plano em malhas quadradas de 2.5x2.5m.

2. Propriedades mecânicas dos materiais

Para a alvenaria, assumiram-se valores de 18kN/m^3 para o peso volúmico, 0,15 para o coeficiente de Poisson e 800kN/m^3 para módulo de elasticidade. Considerou-se que o material é homogêneo e isotrópico. Para os elementos em aço assumiram-se os valores de $78,5\text{kN/m}^3$, 206MPa e $1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para o peso volúmico, módulo de elasticidade e coeficiente de expansão térmica, respetivamente.

3. Ações

As ações consideradas neste estudo foram o peso próprio, atribuído de forma automática pelo programa através da definição do peso específico da alvenaria e/ou elementos metálicos, e a ação sísmica. A ação sísmica considerada foi calculada utilizando o método estático proposto pelo EC8 e por outros códigos húngaros. Tomando a frequência de vibração do primeiro modo, calcularam-se as forças sísmicas atuantes e distribuíram-se pelas fachadas do edifício. No modelo não reforçado aplicou-se um diagrama de forças distribuído triangular com o máximo no topo e o mínimo na cota de soleira do edifício, de acordo com o desenho da esquerda da figura 2.3.3. Nos modelos reforçados tomou-se o valor máximo a meia altura da fachada e zero no topo e no nível de soleira. A figura 2.3.3 ilustra a distribuição de forças sísmicas.

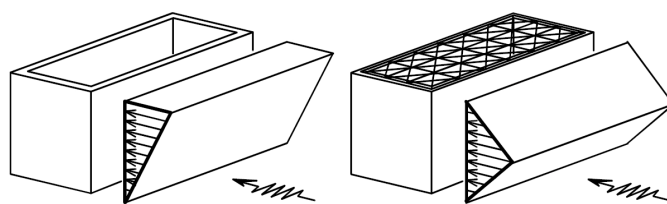


Figura 2.3.3: Distribuição das forças sísmicas (Kotormán, 1998)

A pós-tensão das barras de aço foi introduzida como efeito térmico através de uma temperatura uniformemente distribuída, equivalente a uma redução de 24°C . Assim as barras de aço não causam demasiada tensão normal à parede de alvenaria, ou seja, somente 6N/mm^2 .

4. Resultados dos cálculos e comparações.

Os Autores constataram que a solução com barras de reforço dispostas verticalmente não representa uma boa solução de reforço. A solução que demonstra melhores resultados é a

aplicação de uma grelha de secções em I colocada no topo do edifício. Esta solução faz com que haja um decréscimo acentuado nas tensões à custa de forças normais significativas nos perfis de aço, o que obriga a um cuidado dimensionamento destes perfis metálicos. No caso do modelo não reforçado constatou-se que as maiores tensões normais se encontram nos cantos do edifício e as maiores tensões de corte estão presentes no topo do edifício.

Capítulo 3

Caracterização do caso de estudo

No presente capítulo será feita uma caracterização do edifício em estudo nesta dissertação, incluindo a geometria, a arquitetura, os materiais que o compõem e, finalmente, as cargas aplicadas.

O edifício localiza-se na Rua da Misericórdia, em Lisboa, na zona Chiado-Bairro Alto. É um edifício da época pombalina pós-terramoto de 1755.

A partir da inspeção requerida à empresa Versor, Consultas, Estudos e Projetos, Lda., foram elaborados um Relatório de Inspeção à Estrutura do Edifício por Lúcio (2005) e uma apresentação em Power Point destinada à Empresa Lemum – Sociedade Imobiliária, Lda. Também foi elaborado um ficheiro de Autocad com os desenhos das plantas de localização, fachadas, cortes e plantas dos pisos. Com a informação fornecida pela empresa Versor foi possível caracterizar geometricamente e arquitetonicamente o edifício, e também os seus materiais de construção. Esta informação é fundamental para tipificar o edifício que será posteriormente modelado em programa de cálculo automático nesta dissertação.

A inspeção realizada pela empresa Versor teve como objetivo principal avaliar o edifício relativamente ao estado de conservação da estrutura de suporte. Neste relatório é apresentada uma descrição da solução estrutural, das alterações registadas na Câmara Municipal de Lisboa e um levantamento estrutural de cada piso. Na secção 3.3 da presente dissertação será feito um resumo do relatório de inspeção, focando os conteúdos mais importantes para esta dissertação e cruzando-o com bibliografia sobre edificações pombalinas.

3.1 Estrutura do Edifício

A eficiência estrutural das construções pombalinas nem sempre foi reconhecida pelos especialistas e historiadores da época. A ortogonalidade, ductilidade e capacidade de resistência estrutural a diversos tipos de ações, mas principalmente à ação sísmica, são reconhecidas em estudos atuais. Os prédios de 3 e 4 andares, que mantenham ainda a estrutura inicial, são considerados por muitos investigadores como capazes de resistir a ações sísmicas (Teixeira,

2010). Nas secções seguintes é feita uma descrição das características estruturais e arquitetónicas de edifícios Pombalinos, cruzando-a com a informação retirada do relatório de inspeção ao edifício em estudo (Lúcio, 2005).

3.1.1 Arquitetura

Apesar de nos dias de hoje a arquitetura pombalina ser considerada um marco na inovação tecnológica, na época houve críticos e opositores ao modelo escolhido pelo Marquês de Pombal. Desde a desvalorização das soluções urbanísticas até à alegada falta de adornos da arquitetura, pode-se afirmar que quase todos os aspetos da construção pombalina foram postos em causa. Até há poucos anos, historiadores como Raul Proença qualificavam a arquitetura pombalina de monótona e pragmática devido à rapidez de Pombal em planificar a reconstrução da cidade, subordinado a critérios utilitários e deixando para segundo planos de construções solenes e grandiosos (Teixeira, 2010). No entanto, reconhecem-se os aspetos de contemporaneidade do modelo arquitetónico escolhido, evidentes na simplicidade das fachadas, na ortogonalidade e na repetição de elementos. Apesar das antigas vozes críticas houve quem reconhecesse a semelhança com a arquitetura moderna, como foi o caso de Pardal Monteiro (Teixeira, 2010).

Contudo, as diferenças entre edifícios pombalinos construídos à época são bastantes. Mantém-se o conceito geral mas as diferenças evidenciam-se quando se analisa e investiga a arquitetura e todos os aspetos inerentes. Desde logo, cruzando fotografias do edifício em estudo, localizado na Rua da Misericórdia e os edifícios localizados na Rua da Madalena, além de existência de uma sobre-loja (figura 3.1.4, piso 2), realça-se a existência de um só andar com varandas (figura 3.1.2) em comparação com os dois andares com varandas no edifício em estudo (figura 3.1.1). Na própria fotografia apresentada, comparando os edifícios, são evidentes as diferenças arquitetónicas nas varandas, janelas, cantarias que os compõem e até no número de pisos para manter as cérceas em relação aos edifícios adjacentes. Estas diferenças devem-se ao condicionamento topográfico da zona, acomodando cérceas diferentes e também declives diferentes. Pode-se destacar também pequenas diferenças entre a geometria das cantarias de pedras das varandas e janelas, o que demonstra que haveria alguma flexibilidade na execução dos elementos arquitetónicos. Este tipo de diferenças arquitetónicas torna-se ainda mais evidente caso se faça uma análise edifício a edifício ou rua a rua.



Figura 3.1.1: Fachada do Edifício Pombalino em estudo, na Rua da Misericórdia (fotografada pelo Autor)



Figura 3.1.2: Rua da Madalena, n.º 158-164 (Arquivo Municipal CML)



Figura 3.1.3: Fotografia de alguns dos edifícios da Praça D. Pedro IV (fotografada pelo Autor)

No que se refere ao interior destacam-se os tetos de “camisa e saia”, designados de sobrepostos. Esse é uma das características arquitetónicas que definem os edifícios da Baixa, consistindo na sobreposição de dois planos de madeira. Também se podem encontrar tetos em estuque decorado sobre fasquiados (Pena, 2008).

Outros dos ornamentos decorativos interiores são os lambris de azulejos. A azulejaria de padrão era bastante apreciada à época. Continua a haver grande interesse em preservar os azulejos por parte das entidades que recuperam este tipo de edifícios, sendo que na impossibilidade de recuperar os azulejos existentes, se procure reproduzi-los de forma idêntica, não pondo em causa a originalidade das habitações (Pena, 2008).

Nos próximos parágrafos é feita uma descrição do edifício em estudo, definindo a sua arquitetura em planta e em altura.

O edifício apresenta dimensões de 16,13m de fachada e 15,29m de empena, sendo composto por seis pisos. Os pisos 1 e 2 são andares das lojas e sobre-lojas. O piso térreo tem pé-direito variável por causa do declive da Rua da Misericórdia. O piso 2 tem um pé-direito de 2,30m. Os restantes pés-direitos são de 3,46m para o piso 3, 3,61m para piso 4 e 2,8m para o piso 5. O último piso ou piso 6 são as águas furtadas do edifício.

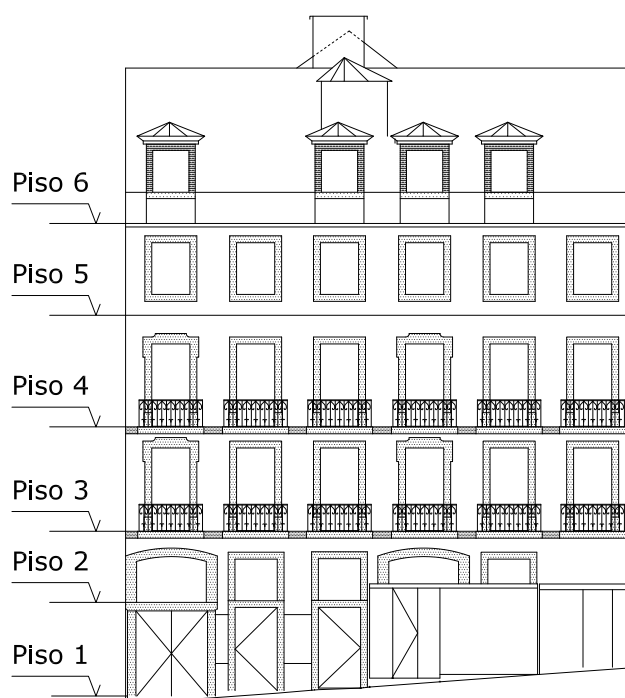


Figura 3.1.4: Fachada do Edifício em estudo situada na Rua da Misericórdia.

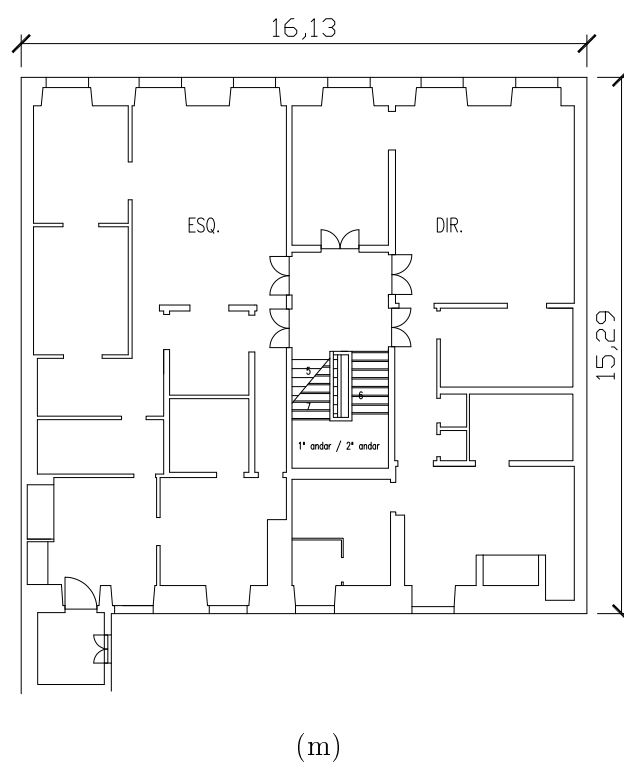


Figura 3.1.5: Planta do piso 4

A configuração em planta dos edifícios pombalinos reforça a opinião atual em relação à grande diversidade que o conjunto dos edifícios da Baixa Pombalina apresenta. Desde as decorações

em azulejos até à configuração das plantas, nada se repete e cai por terra o conceito de monotonia em relação a requalificação da Baixa e seus edifícios. Compare-se o quarteirão pombalino representado na figura 3.1.6 com a planta representada na figura 3.1.5. São evidentes as diferenças. A necessidade de urbanizar de forma ordenada, de acordo com as plantas escolhidas por Pombal teve de se harmonizar com as condições topográficas de implantação no terreno, sem que tal constituísse impedimento para a diversidade arquitetónica.

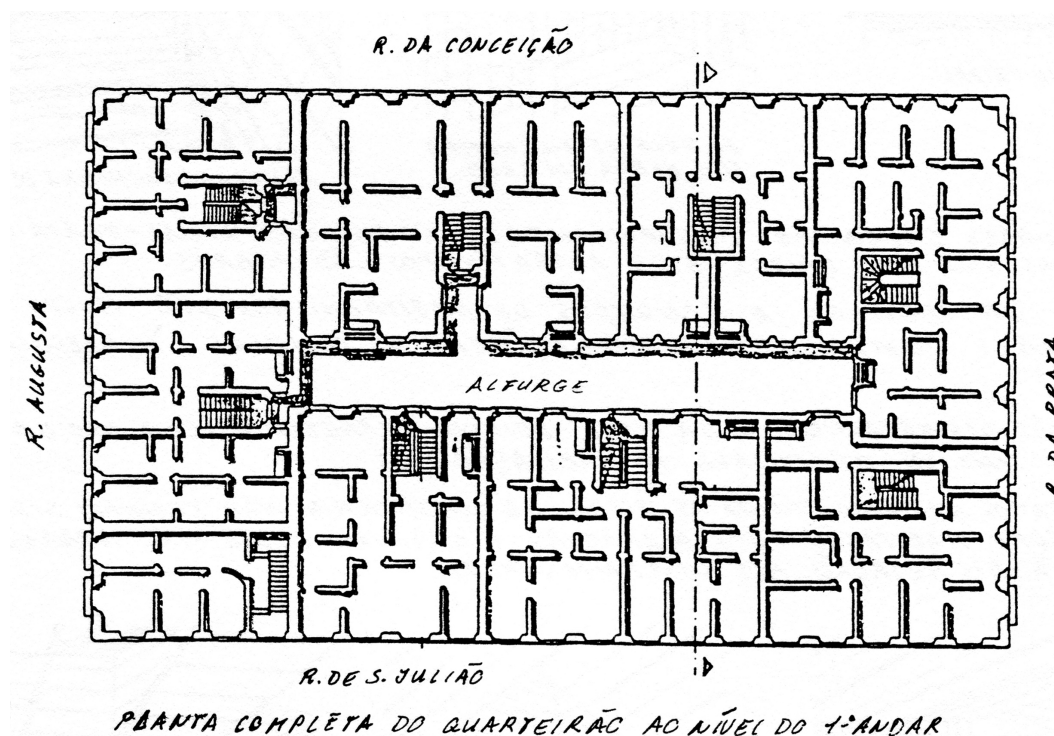


Figura 3.1.6: Quarteirão Pombalino de limitado pela Rua Augusta, de S. Julião, da Prata e da Conceição (Mascarenhas, 2004)

Nos desenhos das figuras 3.1.7 a 3.1.11 apresentam-se as restantes plantas do edifício em estudo.

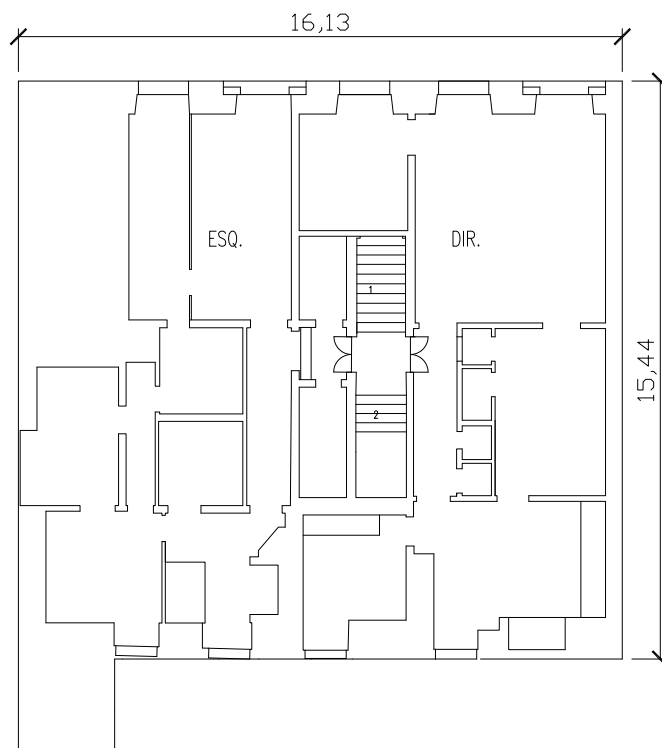


Figura 3.1.7: Planta do piso 2

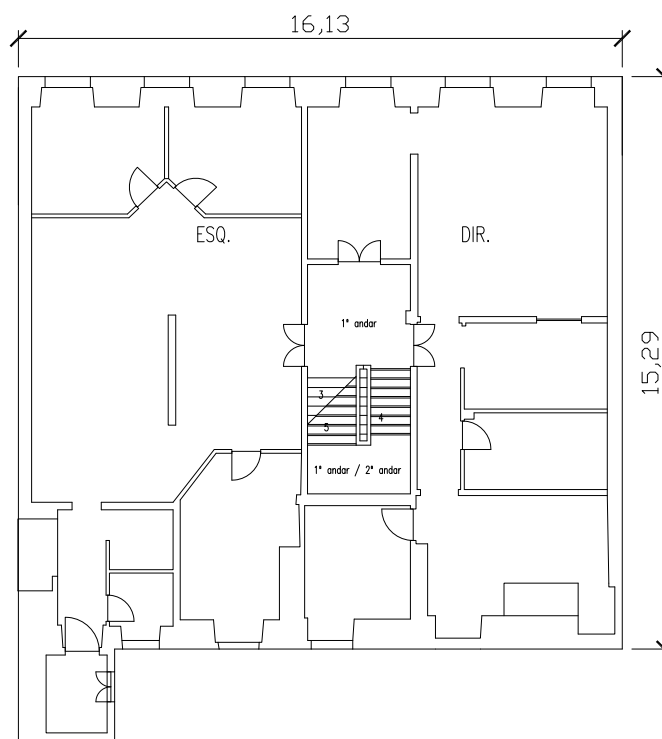


Figura 3.1.8: Planta do piso 3

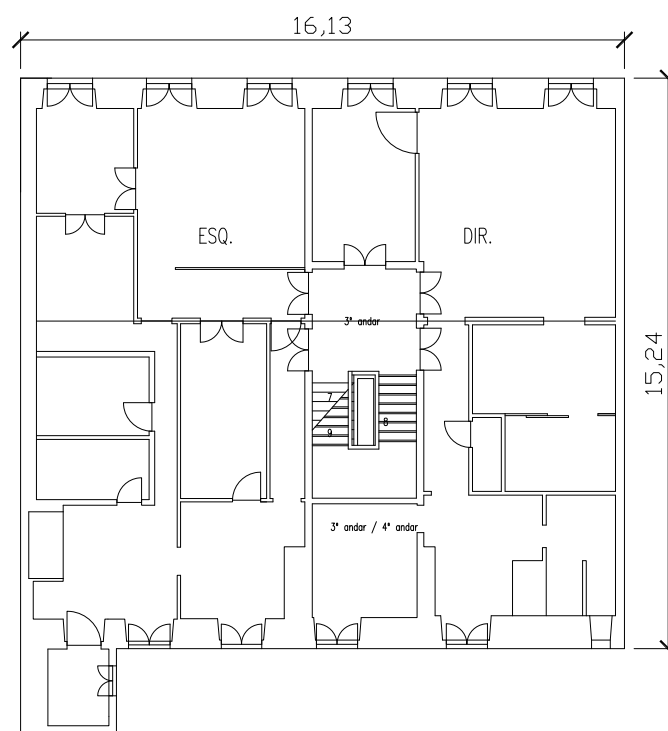


Figura 3.1.9: Planta do piso 5

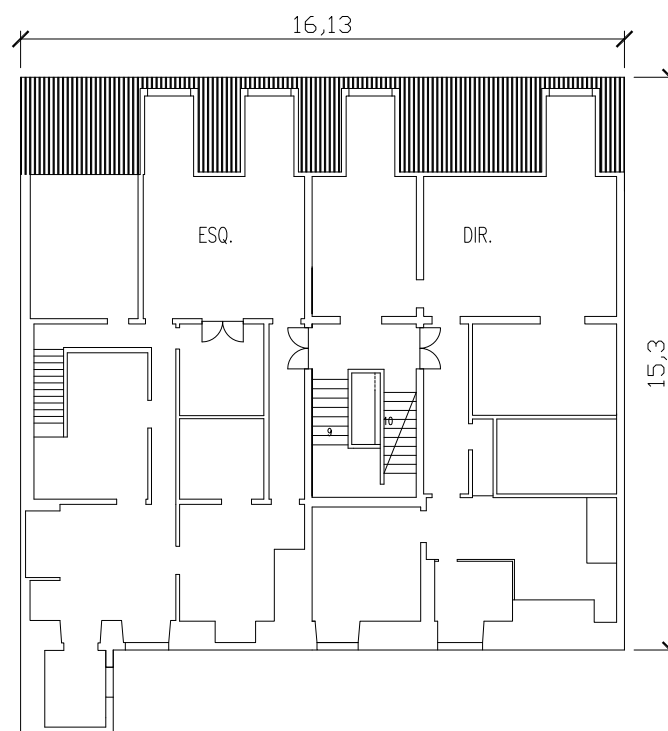


Figura 3.1.10: Planta do piso 6

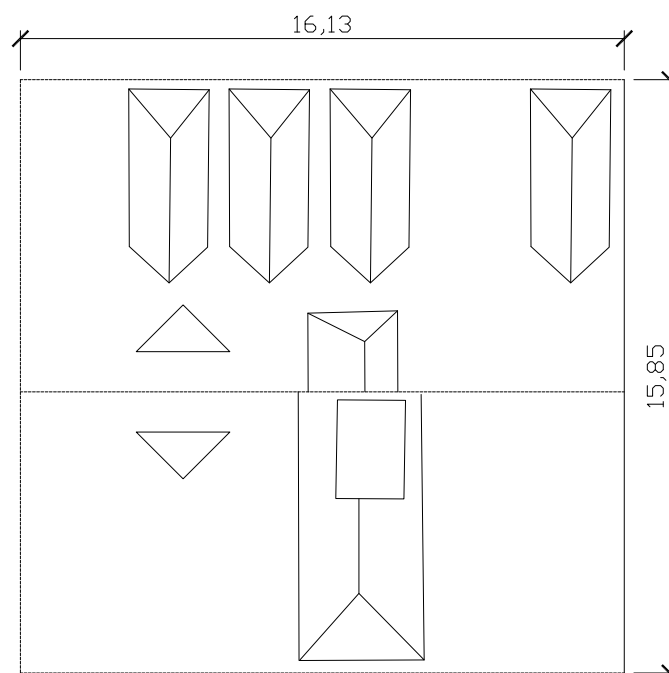


Figura 3.1.11: Planta da cobertura

3.1.2 Fundações

Antes de caracterizar as soluções para os elementos de fundação é necessário caracterizar as zonas de implantação onde as estruturas dos Edifícios Pombalinos estão localizadas.

No que diz respeito à geomorfologia, a baixa pombalina caracteriza-se por uma zona aplanada central, delimitada pelas colinas do Castelo de S. Jorge e do Carmo, situada nas ruas dos Fanqueiros, Crucifixo/Ouro entre o rio Tejo e a Praça D. Pedro IV. Toda esta área é composta por uma camada superficial de aterros de sensivelmente 3m, subjacente a uma cobertura aluvionar com espessura variável entre 10m no Rossio e 50m no esteiro da baixa, onde conflui a ribeira do Rossio e ribeira de Arroios (ver figura 3.1.13). Podem-se encontrar lodos, areias, e argilas. Sucintamente, encontram-se aterros compostos por matérias recentes, complexo aluvionar do Holocénico e substrato miocénico (CML, 2005).

A zona a que corresponde o estudo é situada na Rua da Misericórdia onde o solo é composto por “Areolas da Estefânia” do Aquitaniano da época Miocena assinalado por M II na planta da figura 3.1.13 a uma cota de soleira de 48,82m acima do nível freático.

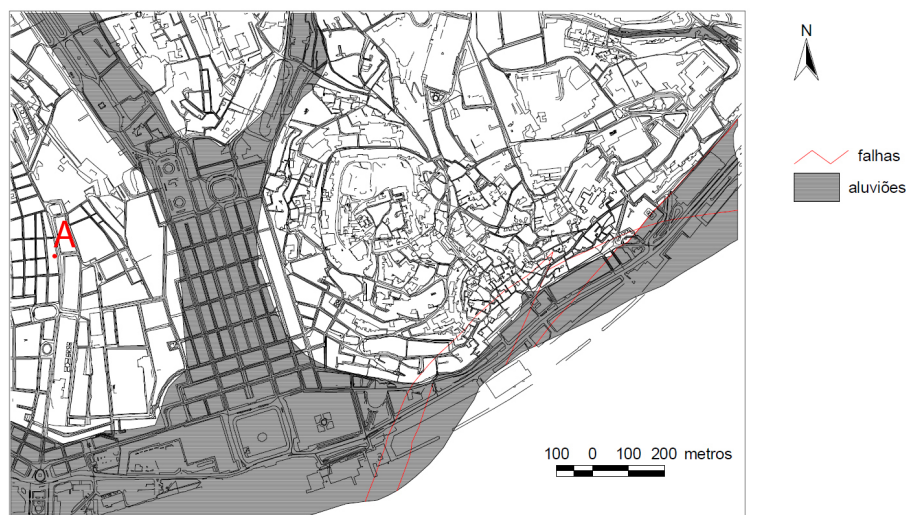


Figura 3.1.12: Localização dos aluviões na área do Castelo de São Jorge e envolvente (adaptado por Almeida (1986), por Lopes (2001)). Em A, localização do edifício em estudo

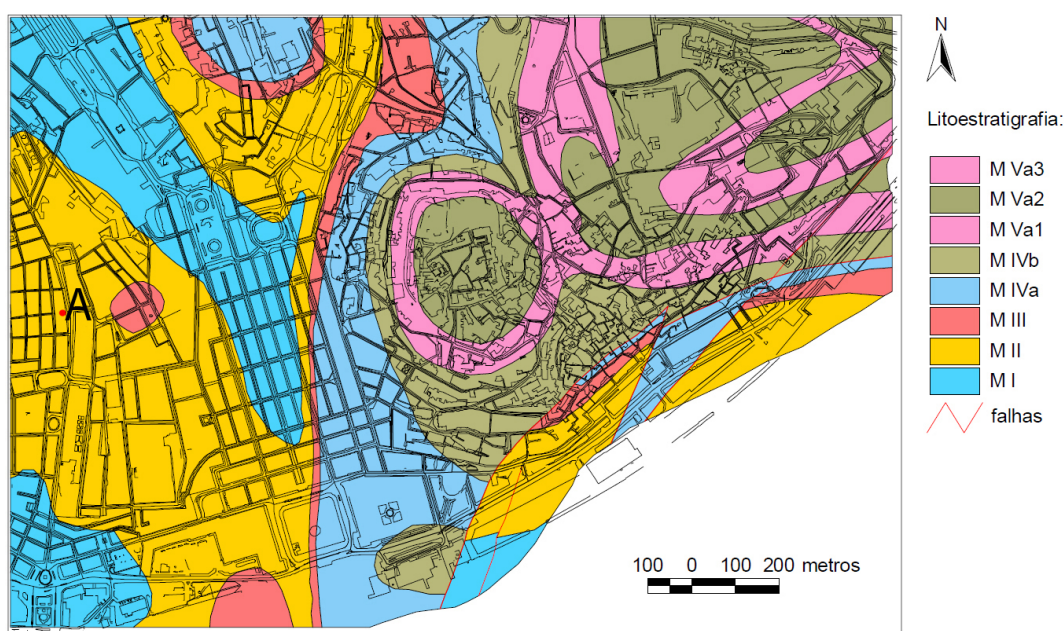


Figura 3.1.13: Mapa geológico da área do Castelo de São Jorge e envolvente adaptado por Almeida (1986), por Lopes (2001)

Como se pode observar nas plantas acima, o edifício em estudo está fora da zona de aluviões e não é afetado pelos níveis freáticos do Rio Tejo, ao contrário da maioria dos edifícios nas zonas entre colinas. Em relação ao nível freático sabe-se que em algumas zonas chega relativamente próximo da superfície (confirma-se pelo estudo efetuado por Lopes (2001)), nomeadamente na zona mais baixa perto da cota 0.

A solução de fundação mais comum nos edifícios Pombalinos é um conjunto de “pegões” em madeira, assentes diretamente no solo, onde assentam os arcos de alvenaria de pedra através de grades de madeira. A parte superior dos arcos serve de base para as paredes de frontal.

A madeira encontrada nas estacas ou “pegões” é de pinho verde, com o intuito de utilizar um material que absorva a humidade e não se degrade. As estacas têm afastamentos de 30 a 40cm, com diâmetro de 15 a 20cm e comprimento de 1,5 a 5m (cruzando os dados da dissertação de Pena (2008) e Teixeira (2010)). Este sistema promove a distribuição de cargas pelos vários arcos para das estacas. Sabe-se que em muitos edifícios as estacas não atingem o substrato rochoso pelo têm também como função promover o confinamento e consolidação do terreno de fundação. A forma como funciona o sistema de fundação dos edifícios pombalinos é alvo de hipóteses contraditórias, havendo quem sustente a hipótese da simples consolidação e compactação do solo ser suficiente para assegurar a estabilidade dos edifícios e, assim, a integridade atual das estacas não ser factor de risco para o funcionamento estrutural global.

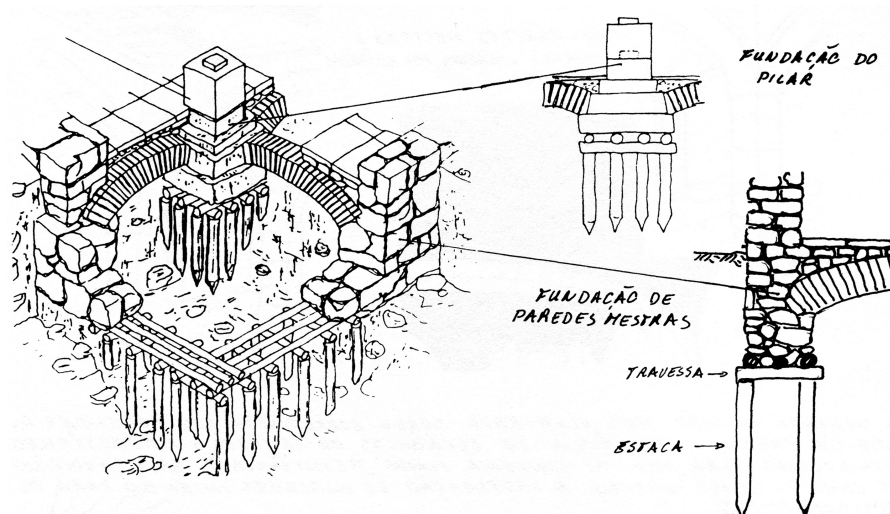


Figura 3.1.14: Sistema de fundação utilizada em edifícios pombalinos (Mascarenhas, 2004)

3.1.3 Paredes

As paredes principais, denominadas “mestras”, são um dos elementos com mais influência na sustentação da estrutura. Estão presentes na fachada principal, empenas, fachadas de tardoz e por vezes nos saguões. No que diz respeito às paredes de fachada, as espessuras podem variar entre 0,80 e 1,00m. As empenas apresentam espessuras entre os 0,50 e 0,80m. Este tipo de paredes são de taipal, com a argamassa de cal aérea, pedras irregulares de calcário e ainda alguns materiais cerâmicos.

As espessuras elevadas têm como objetivo principal dotar estas paredes de capacidade resistente a cargas de compressão e alguma resistência a ações horizontais pelo elevado peso que estas têm.

É de referir, que no caso de as paredes de empena serem meirais, são também constituídas por alvenaria de pedra ordinária, o que poderá sugerir uma intenção de separação entre edifícios para que se minimize o perigo de propagação de incêndios.

No edifício em estudo a parede de fachada tem um espessura de 0,80m e a de fachada de tardoz

1,00m. No entanto, a parede de fachada é constituída por dois tipos de paredes diferentes. Até à sobre-loja é composta por alvenaria de pedra talhada em blocos de pedra calcária e nos pisos superiores por alvenaria de pedra ordinária. Na parede de fachada de tardoz foi totalmente materializada em alvenaria de pedra ordinária (Lúcio, 2005).

As fachadas e empenas normalmente encontram-se travadas através de cantaria de pedra, formando uma “cadeia de ângulo” que melhora o travamento entre paredes. As pedras utilizadas têm um mínimo de 0,60m de comprimento (Pinho, 2000).

No que diz respeito aos pisos térreos verifica-se a existência de arcos em alvenaria de pedra no interior.

As paredes de frontal em edifícios pombalinos são formadas pela Cruz de Santo André, ou seja, um conjunto de peças de madeira em cruz (escoras diagonais), com elementos verticais e horizontais (prumos e travessas) exemplificadas no modelo reduzido da figura 3.1.3. As espessuras podem ir de 0,12m a 0,20m (Lúcio, 2005), materializadas em madeira de Carvalho, Pinho Bravo ou Casquinha. Os espaços vazios da estrutura de madeira são preenchidos por alvenaria composta por argamassa de cal e desperdícios de outras atividades de construção, sendo considerada uma alvenaria de fraca qualidade (Pena, 2008).



Figura 3.1.15: Modelo de portal/caixa de escada da gaiola tridimensional de madeira. Museu de Engenharia Civil IST (2000)



Figura 3.1.16: Parede de alvenaria com gaiola pombalina (Langenbach, 2005)

Estas paredes desempenham um papel importante no comportamento estrutural global do edifício. Desenvolvem-se a partir do primeiro piso, acima dos arcos de alvenaria, nas duas direções da fachada e empena, contribuindo para absorção de parte das cargas devido aos pesos próprios e sobrecargas verticais, travando horizontalmente a estrutura. As estruturas das paredes de frontal em conjunto com os vãos em madeira e a estrutura ortogonal colocada no interior das paredes exteriores, conferem ductilidade e flexibilidade de comportamento ao edifício (Teixeira, 2010). As gaiolas são constituídas por uma estrutura composta por frontais nas duas direções, pavimentos, frechais, contra-frechais e escadas, tudo interligado.

Os frontais da gaiola pombalina também têm a função de paredes divisórias em conjunto com as paredes de tabique.

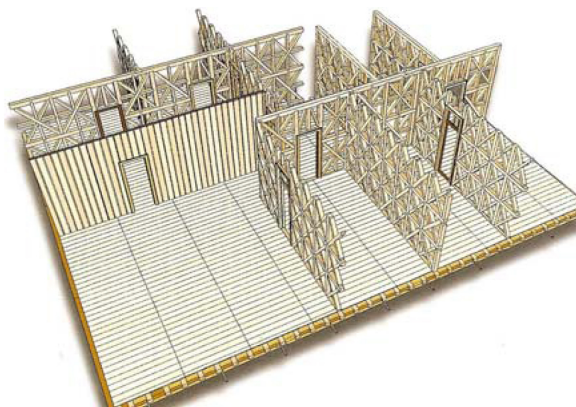


Figura 3.1.17: Piso tipo composto por paredes de frontal de gaiola pombalina e tabique (Appleton, 2003)

As paredes de tabique têm como função principal a divisão dos compartimentos. Apesar de terem alguma resistência às ações verticais e também às ações horizontais, a não continuidade de andar para andar e o facto de serem construídas após o soalho estar assente retira-lhes importância no comportamento estrutural global do edifício.

As paredes de tabique são denominadas de “costaneiras”, por serem compostas por séries paralelas de pranchas de madeira de 4cm de espessura dispostas ao alto (Lúcio, 2005). O

tabique de prancha é executado fixando as tábuas costaneiras sobre o vigamento do soalho e teto. Este tipo de tabique, vulgarmente utilizado neste edifícios, apresenta elevada qualidade construtiva (Teixeira, 2010).



Figura 3.1.18: Parede de tabique Florel (2009)

Além das paredes de tabique de prancha, também podem ser encontradas tabiques simples constituídos por pranchas pregadas em cima e em baixo, com prumos, travessas e diagonais, com fasquiado em ambos os lados e reboco.

No relatório de inspeção do edifício em estudo só foi identificada a existência de tabiques de prancha. Nota-se que devido ao envelhecimento das paredes, deformações por fluência dos elementos estruturas e também devido a alterações estruturais sem os cuidados devidos, o encaminhamento das cargas pode ser feito através das paredes de tabique, devido a ajustes e reequilíbrios, para que as cargas cheguem à fundação. Passam assim a ter uma função estrutural importante que inicialmente não tinham pelo que é necessário tê-las em conta em relação à segurança estrutural dos edifícios (Lúcio, 2005).

A presença de paredes em alvenaria de tijolo maciço ligado com argamassa é visível nas chaminés, com a intenção de evitar a ocorrência de incêndios.



Figura 3.1.19: Parede de alvenaria de tijolo visível da parte exterior da chaminé (Lúcio, 2005).

3.1.4 Pavimentos

Os pavimentos são maioritariamente em madeira com a exceção dos tetos dos pisos de rés-do-chão. Os tetos dos pisos de rés-do-chão são normalmente executados em alvenaria de pedra recorrendo às soluções estruturais de arcos e abóbadas, como descrito na sub-secção 3.2.1.

Podem ser encontradas abóbadas tipo abatida, de aresta, coluna e clérigo. O tipo de abóbada está de acordo com o elemento em que apoia: em coluna e pilar é utilizada abóbada de aresta; em paredes abóbada de coluna (Teixeira, 2010).

As abóbadas são geralmente executadas em alvenaria de pedra calcária. No seu perímetro são materializados os arcos em pedra e no interior são constituídas por alvenaria de tijolo disposta perpendicularmente ao arco.

Os pavimentos acima do piso de rés-do-chão são em madeira. Trata-se de pavimentos compostos por vigas de madeira paralelas entre si, revestidas por solho e inferiormente por tetos ocasionalmente em “saia e camisa”. A disposição dos vigamentos dos pavimentos em madeira será descrita posteriormente na sub-secção 3.3.1. É frequente encontrar estes vigamentos deteriorados e com perda de secção pelo que se deve dar-lhes especial atenção na eventualidade de se proceder à reabilitação.



Figura 3.1.20: Vigamento deteriorado com perda de secção (Lúcio, 2005)

3.1.5 Escadas

No que diz respeito às escadas de edifícios pombalinos, estas são na maioria dos casos em madeira do primeiro piso para cima. O primeiro lanço de escadas do rés-do-chão é em alvenaria de pedra e os degraus em pedra (Teixeira, 2010). As estruturas de madeira são iguais às dos frontais, ou seja, gaiola pombalina, e normalmente crescem em altura e com continuidade de piso para piso. Em alguns casos encontram-se edifícios em que as escadas em pedra são prolongadas aos pisos superiores reforçando a heterogeneidade entre edifícios da mesma época (Teixeira, 2010).

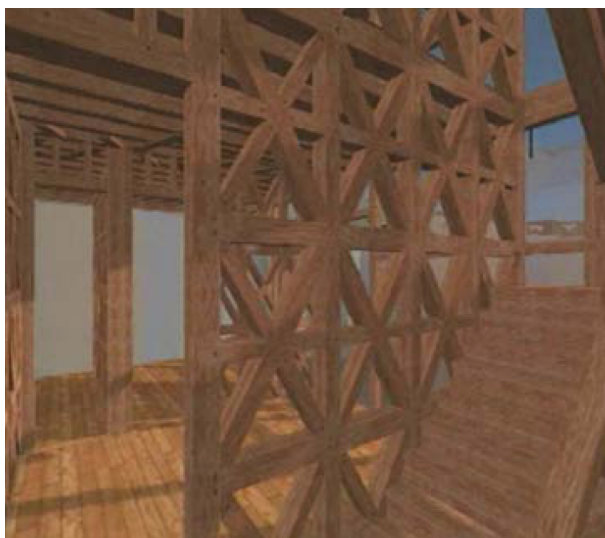


Figura 3.1.21: Estrutura de escada de gaiola pombalina (Silva, 2007)

Em relação à importância estrutural das caixas de escadas nestes edifícios, pode-se dizer que conferem algum travamento no funcionamento estrutural global (Pena, 2008).

Em planta as escadas são compostas por três paredes de frontal.

3.1.6 Cobertura

As coberturas pombalinas podem ser normalmente de dois tipos: a cobertura desenhada por Eugénio Santos, com duas águas simples simétricas; as coberturas amansardadas germânicas da autoria de Carlos Mardel (figura 3.1.22). As coberturas de Mardel encontram-se somente na Praça D. Pedro IV. No geral, as asnas da cobertura são compostas por madres, linha, fileira, escoras, pendural, pernas e frechais, apoiadas nas paredes de fachada (ver a figura 3.1.24). Nos dois tipos são utilizadas telhas de canudo colocadas de baixo para cima. As coberturas amansardadas permitem um pé-direito superior possibilitando a utilização de águas furtadas como piso de habitação adicional. A diferença de composição entre as asnas simples e as amansardadas é a presença de pernas de força e prumos onde assentam estruturas iguais as asnas simples (ver figura 3.1.23). Ainda é de referir que estas asnas têm algeroz para escoamento das águas e revestimentos em zinco sobre a perna de força.



Figura 3.1.22: Praça D. Pedro IV com edifícios pombalinos com coberturas compostas por asnas amansardadas

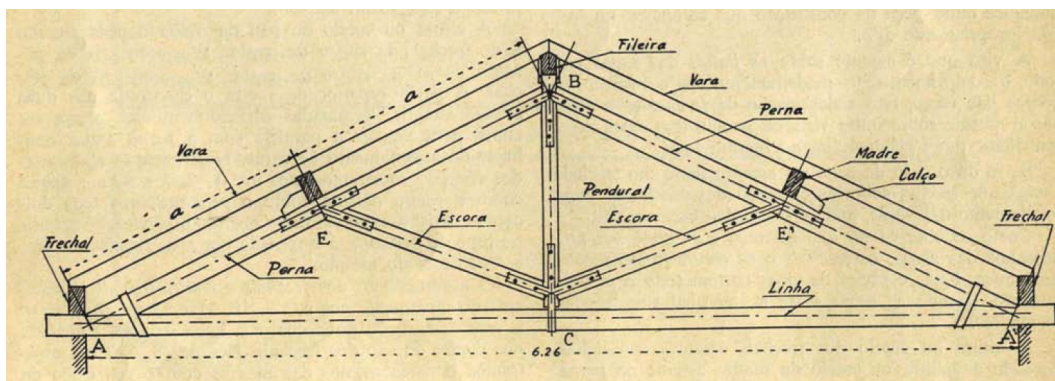


Figura 3.1.23: Estrutura de asna simples (Costa, 1971)

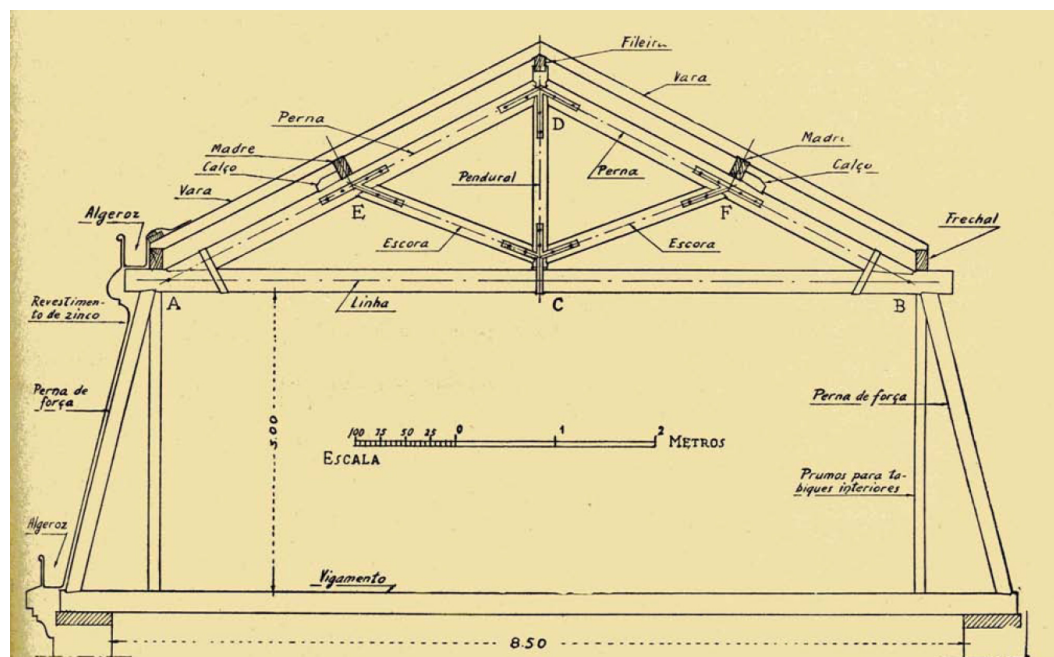


Figura 3.1.24: Estrutura de asna amansardada (Costa, 1971)

3.1.7 Alterações ao edifício em estudo

As alterações quer estruturais quer simplesmente de pormenores construtivos são bastante comuns. Desde a ocorrência do sismo de 1755 até aos dias de hoje tem havido sucessivas alterações aos edifícios pombalinos. No entanto, o grande exemplo de alteração por degradação de qualidade estrutural é a passagem dos edifícios pombalinos a edifícios gaioleiros. Com o passar do tempo a sociedade Portuguesa foi esquecendo o sismo ocorrido em Lisboa e a partir de sensivelmente 1870 perde-se o rigor construtivo introduzido na época pombalina e dá-se o surgimento dos gaioleiros (Pinho, 2000).

A passagem a gaioleiro marca a degradação e simplificação do edifício pombalino, em que a sua característica marcante a gaiola pombalina, é simplificada, o que leva a alterações estruturais e construtivas significativas. Em primeiro lugar dá-se um aumento do número de pisos que passa de 3 a 4 para 5 ou 6. Em segundo, a simplificação da gaiola pombalina com a perda de elementos de ligação que pura e simplesmente desaparecem. Em conjunto com a simplificação estrutural, o uso de materiais de fraca qualidade e de mão-de-obra não-qualificada, contribuiu para a degradação da qualidade de construção destes edifícios. Note-se ainda que muitos destes edifícios sofreram colapso logo após a sua ocupação e os que permanecem apresentam graves problemas de segurança. A expansão da cidade em ritmo acelerado levou à degradação dos edifícios pombalinos e à passagem a gaioleiros. A ausência de continuidade estrutural e tridimensional contribuiu para a degradação da segurança estrutural global (Pinho, 2000).

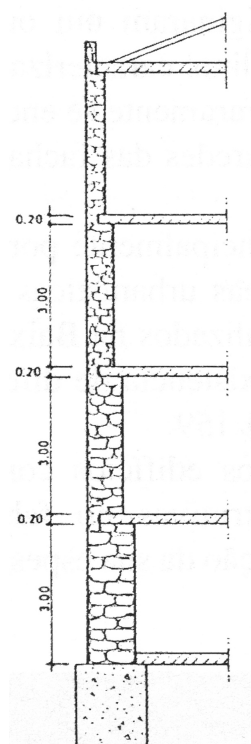


Figura 3.1.25: Redução de secção das paredes de fachada, característica particular dos gai-oleiros (Appleton, 1991)

Em relação aos edifícios pombalinos existentes, são bem conhecidos da sociedade em geral os casos de alterações estruturais na zona da Baixa Pombalina ao nível dos pisos térreos. O comércio da Baixa levou a que, por razões meramente comerciais, os lojistas tenham retirado paredes ou pilares para que as suas montras fiquem maiores e mais amplas. São realizados reforços, com a inclusão de perfis metálicos e elementos em betão, sem que sejam realizados projetos de reforço rigorosos que tomem em conta essas alterações. Alguns dos edifícios passam de 3 para 5 e 6 pisos sem que seja feita uma avaliação e inspeção às alterações estruturais. A especulação imobiliária é forte, deixando impunes os agentes responsáveis por este tipo de práticas irresponsáveis.

De acordo com o levantamento realizado pela empresa Versor (Lúcio, 2005) foram identificadas as seguintes alterações no edifício em estudo:

1. Alteração da estrutura do teto do Piso 3. Alteração realizada em 1949 - Sociedade Industrial Farmacêutica;
2. Projeto de alteração da estrutura da loja do n.º 73;
3. Projeto da Pecnon (desconhece-se a data e área de intervenção). Trata-se da substituição de uma parede divisória por duas vigas metálicas que apoiam numa parede em betão armado e num nêmo de fachada;
4. Projeto da Rodio de 1986 para a execução de uma contenção periférica tipo Berlim,

relativa à escavação de duas caves no edifício adjacente à empena Norte.

3.2 Caraterísticas dos Materiais

Para a modelação do edifício é necessário em primeiro lugar caracterizar o material que estará presente na modelação. Para este efeito considerou-se, por generalização, que toda a fachada a modelar será composta por alvenaria de pedra ordinária. É de referir, no entanto, que a fachada é composta por alvenaria de pedra ordinária e também por elementos de cantaria em pedra calcária.

A parede de alvenaria presente nos edifícios da época Pombalina é maioritariamente alvenaria ordinária constituída por blocos irregulares de pedra calcária e argamassa de ligação. Trata-se assim de um material heterogéneo, irregular descontínuo e anisotrópico já que as linhas de roturas apresentadas são bastante irregulares. O tipo de pedras utilizadas para materializar os blocos, os materiais para materializar as argamassas e também as técnicas de construção dificultam a caracterização do material, quer em termos de resistência quer em termos de comportamento.

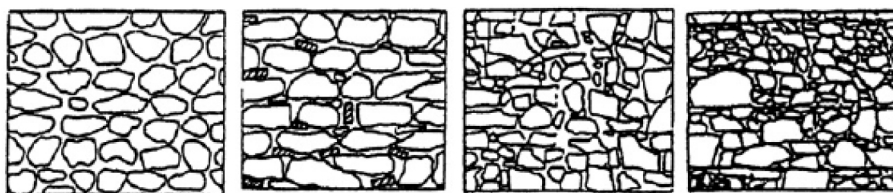


Figura 3.2.1: Esquemas de paredes de alvenaria ordinária em edifícios em Lisboa (Cardoso, 2002)

No entanto, na presente dissertação optou-se por tomar como referência os estudos realizados por Pinho (2007), na caracterização do comportamento de alvenarias com ensaios de laboratório, como descrito na secção 2.1. Neste estudo foram realizados ensaios que levaram a uma definição dos seguintes parâmetros de caracterização: massa volúmica, tensão resistente das paredes de alvenaria e módulo de elasticidade.

3.2.1 Peso Volúmico

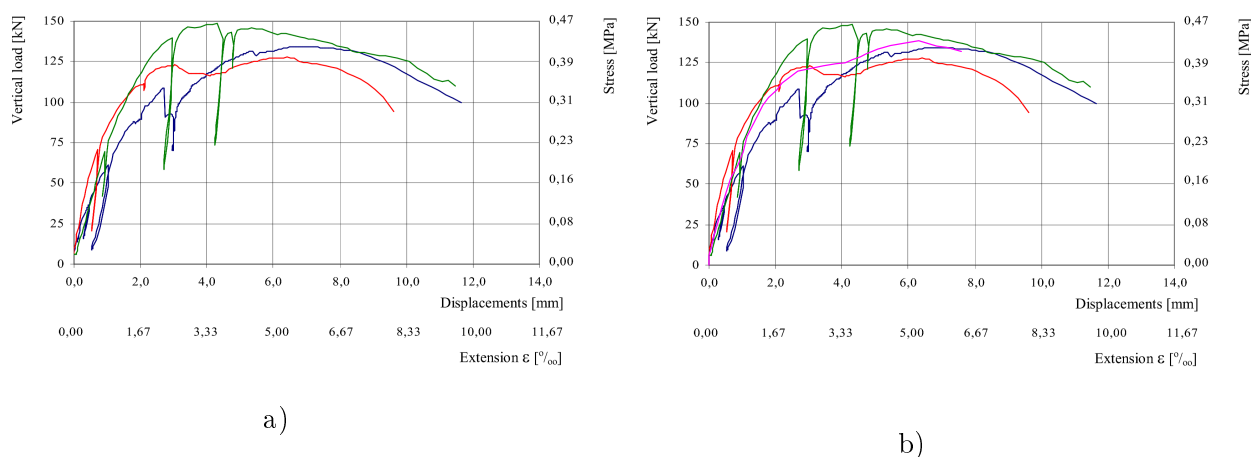
O peso volúmico, de acordo com a massa volúmica calculada por Pinho (2008) de 1758kg/m^3 e sujeita à aceleração da gravidade, será de $17,25\text{kN/m}^3$.

3.2.2 Módulo de elasticidade

Para o valor do módulo de elasticidade, de acordo com a mesma referência, foi considerado 305MPa , sendo este valor correspondente a um comportamento elástico dos muretes ensaiados pelo autor (pinho). No entanto, para que a modelação elástica tenha em conta a fendilhação

dos materiais devida à ação sísmica, foi necessário proceder ao cálculo de um módulo de elasticidade equivalente, ou seja, em estado fendilhado.

A rigidez equivalente considerando a curva média da relação força-deslocamento representativa dos 3 ensaios de compressão axial dos muretes e determinando o comportamento teórico elástico-plástico equivalente que possui a mesma força máxima e a mesma energia de deformação que a curva média referida. Desta forma obtém-se um módulo de elasticidade equivalente de 147,4MPa.



a) Gráfico relativo aos ensaios de compressão dos muretes b) Gráfico adotado com uma curva média desenhada a rosa correspondente aos 3 ensaios

Figura 3.2.2: Gráficos relativos aos ensaios de compressão e à curva média. Adaptado de Pinho (2008)

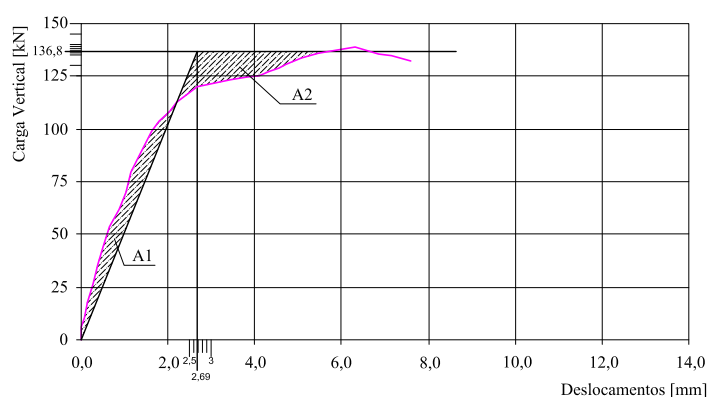


Figura 3.2.3: Determinação do módulo elástico-plástico equivalente. As áreas A1 e A2 são iguais. Adaptado de Pinho (2008)

3.2.3 Coeficiente de Poisson

Para o presente estudo considerou-se o valor de 0,25 para o coeficiente de Poisson (Pinho, 2008).

3.2.4 Resistência à compressão

A capacidade resistente considerada foi a obtida a partir dos ensaios experimentais realizados por Pinho (2008). No entanto, é de referir que outros aspetos têm que ser levados em conta para uma aferição deste valor, tais como a carbonatação da argamassa que compõe as paredes de alvenaria e que é o principal elemento que mantém a coesão do elemento estrutural. Os muretes ensaiados tinham dois anos após a sua construção e somente 27% da sua espessura estava carbonatada. No caso das paredes de alvenaria dos Edifícios Pombalinos a sua idade é de sensivelmente de 200 anos, o que leva a concluir que a argamassa que compõe estas paredes deverá estar completamente carbonatada, podendo supor-se que terão uma resistência maior que os muretes ensaiados.

Assim sendo, tomou-se para valor característico da resistência à compressão o valor de 1MPa e um coeficiente de segurança de 2, ou seja, considerou-se um valor de cálculo de 0,5MPa com base nos pressupostos anteriores. Reforçando a dificuldade de caracterização deste parâmetro pode tomar-se como exemplo os 5MPa de resistência à compressão obtidos por Appleton (2008) e entre 0,99MPa e 1,97MPa obtidos por Valluzzi (2001).

A resistência à tração foi desprezada por se considerar ser demasiado reduzida e não contribuir para a resistência global da alvenaria de pedra.

3.3 Ações

As ações atuantes no edifício em estudo podem ser verticais ou horizontais. As ações verticais são referentes às forças gravíticas como o peso próprio da estrutura, paredes de fachadas e de mearas, pavimentos e paredes divisórias. Estão também presentes nas ações verticais as ações variáveis referentes à utilização corrente do edifício, que no caso dos pisos em altura são sobretudo de habitação.

3.3.1 Ações Permanentes

Para a definição das ações permanentes presentes no edifício foi necessário proceder à sua quantificação tendo em conta que o caso de estudo é realizado no plano mas as cargas aplicadas são referentes a todo o edifício. Tal facto obriga a que se faça uma distribuição de cargas que seja coerente com a fachada a analisar.

Tomando como hipótese que as cargas se dividem entre a fachada principal as paredes de frontal interiores, a divisão de cargas é feita de acordo com a planta de cada piso e a posição das paredes interiores que os compõem. Assim, a divisão de cargas é caracterizada pela arquitetura de cada andar e particular de piso para piso. Em seguida faz-se uma descrição da divisão piso a piso das cargas aplicadas e das divisões realizadas baseadas nas áreas de influência.

1. Pavimento

Os pavimentos são constituídos por vigamento de madeira onde assentam os soalhos e que suportam os tetos também em madeira.

De acordo com a pesquisa efetuada sobre o tipo de madeiras usadas na construção de edifícios pombalinos, optou-se por escolher a madeira de pinho tendo como referencia a dissertação de mestrado de Pena (2008).

O peso próprio da madeira de pinho é de 6kN/m^3 de acordo com as Tabelas Técnicas (Farinha, 2008).

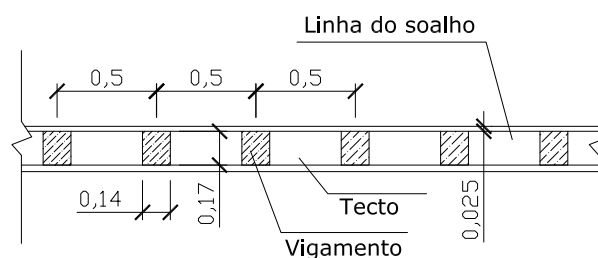


Figura 3.3.1: Configuração do pavimento. Pormenor construtivo do vigamento

Assim, estimou-se para o peso dos pavimentos, incluindo os tetos, $1,44\text{kN/m}^2$.

2. Considerou-se que as paredes de tabique pesam $0,5\text{kN/m}^2$.
3. As cargas correspondentes ao peso próprio das paredes estruturais foram obtidas, através do programa de cálculo automático SAP2000, "Load Patterns com ação DEAD igual a 1", considerando o peso volúmico referido na sub-secção 3.3.1.

3.3.2 Ações Variáveis

As ações variáveis a ter em conta no estudo são as sobrecargas devido à utilização da estrutura e à ação sísmica. São apresentadas as combinações referentes ao cálculo da combinação fundamental que se refere a ações persistentes ou transitórias e da combinação que se refere à ação sísmica.

- Combinação fundamental:

$$E_d = E\left\{\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum \psi_{Q,1} \times Q_{k,1}\right\} \quad (3.3.1)$$

Em que:

G_k - Valor característico das ações permanentes.

Q_k - Valor característico das ações variáveis.

γ_G - coeficiente relativo à combinação fundamental aplicado às ações permanentes.

$\psi_{Q,1}$ - coeficiente relativo à combinação fundamental aplicado às ações variáveis.

De acordo com o EC1 (2009), o valor de sobrecargas em edifícios residenciais é de 2kN/m².

- Combinação relativa à ação sísmica:

De acordo com o Eurocódigo EC8 (2010) é necessário formular uma combinação sobre as ações gravíticas para o cálculo da massa, de acordo com a expressão 3.3.2.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,j} \quad (3.3.2)$$

onde

$$\psi_E = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (3.3.3)$$

A formulação de uma combinação de ações em que a ação base é a ação sísmica é efetuada de acordo com a expressão 3.3.4.

$$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right\} \quad (3.3.4)$$

Em que:

$\psi_{2,i}$ - coeficiente relativo à combinação quase permanente. Na presente dissertação tomou-se o valor de 0,3 em todos os pisos (EC0, 2009).

A_{Ed} - Valor de cálculo da ação sísmica.

φ - Coeficiente parcial aplicado ao cálculo das massas. Considerou-se o valor de 0,5 referente à categoria A relativa a pisos com ocupações independentes.

Para a ação sísmica é necessário calcular o espectro de cálculo que se refere ao tipo de ação, terreno, e classe de importância. Na tabela 3.1 apresentam-se os parâmetros necessários para caracterizar a ação de acordo com o EC8 (2010).

Tabela 3.1: Parâmetros para elaboração do espectro de resposta de cálculo

Ação Sísmica	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	γ_I	a_g (m/s ²)	Terreno	S_{max}	S
1	1,3	1,50	1	1,50	E	1,80	1,67

Tabela 3.2: Continuação da Tabela 3.1.

Ação Sísmica	q	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	β
1	1,50	0,10	0,60	2	0,20

Em que:

a_{gR} - valor de referência da aceleração máxima à superfície;

γ_I - coeficiente de importância;

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície;

S_{max} - parâmetro cujo valor depende do tipo de terreno;

s - coeficiente de solo;

q - coeficiente de comportamento;

T_B - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

A ação sísmica tipo 1 resultado do fato do edifício em estudo se situar em Lisboa. Optou-se por usar somente a ação sísmica tipo 1 porque era mais gravosa que a tipo 2, em relação às forças sísmicas máximas obtidas.

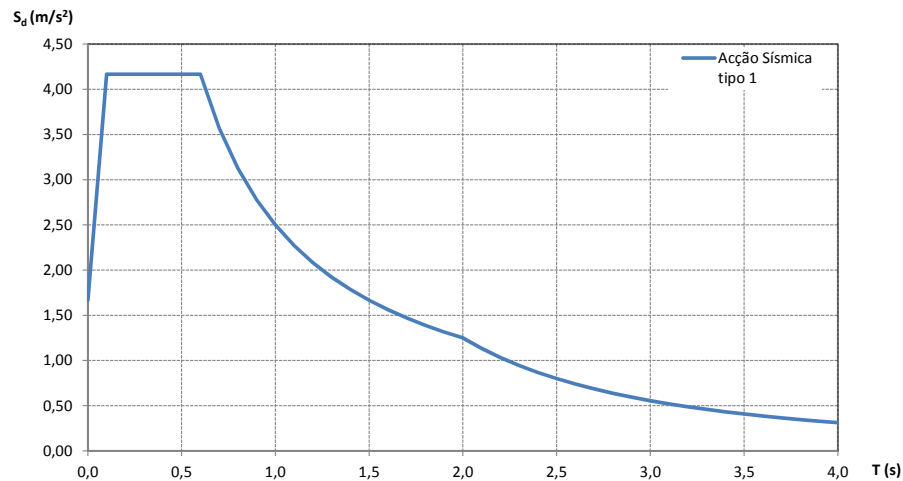


Figura 3.3.2: Espectro de resposta de cálculo correspondente à Ação Sísmica tipo 1, de acordo com o EC8 (2010)

Para simular a ação sísmica optou-se pela utilização de forças estáticas equivalentes. Para a definição das forças estáticas equivalentes, determinou-se em primeiro a força basal atuante no edifício, através da fórmula (EC8, 2010):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.3.5)$$

Em que:

$S_d(T_1)$ - espectro de cálculo (para a análise elástica) correspondente ao período fundamental do edifício na direção horizontal considerada;

m - massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida.

λ - fator de correção de acordo com o EC8 (2010).

A partir do período fundamental do edifício, retirado da análise modal do SAP2000 do primeiro modo de vibração, obteve-se um período de vibração com o valor de $1,00\text{m/s}^2$ para o edifício em estudo. A partir do gráfico do espectro de cálculo foi retirado o S_d , correspondente ao período fundamental obtido na análise modal, que é de $2,50\text{m/s}^2$.

O valor de λ é de 0,85 referente a edifícios de mais de 2 pisos.

Tabela 3.3: Cargas distribuídas relativas às cargas permanentes (com exceção do peso próprio das paredes de alvenaria) e variáveis. Aplicadas no modelo como forças distribuídas estáticas e usadas para calcular as forças estáticas equivalentes ao sismo

Piso	Cargas permanentes	Sobrecargas
	(kN/m)	
R/C	6,33	6,59
Piso 2	6,02	6,22
Piso 3	6,00	6,20
Piso 4	6,00	6,20
Piso 5	12,51	6,49

As massas de cada piso foram obtidas a partir do volume de parede de alvenaria de pedra e da multiplicação das cargas distribuídas pela comprimento da fachada ($16,13\text{m}$) dividido por $9,81\text{m/s}^2$ para obter o resultado em toneladas.

Com o valor do somatório das massas totais de $348,50\text{ton}$ e a partir da formula 3.3.5, utilizando o valor de S_d para o sismo tipo 1, tem-se o valor de força de corte basal de $740,55\text{kN}$.

A partir da formula seguinte é possível retirar a força equivalente referente a cada piso:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \quad (3.3.6)$$

Em que :

- F_b é a força de corte basal total;

Tabela 3.4: Cálculo da massa correspondente a cada piso para o cálculo das forças estáticas equivalentes

	m2	m3	m4	m5	m6	
	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6	
RCP+SC (ton)	21,24	20,13	20,06	20,06	31,24	
Volume da massa da alvenaria (m³)	18,98	16,05	30,63	27,44	37,44	3,55
Massa da alvenaria (ton)	33,37	28,21	53,84	48,24	65,82	6,23
Massa total (ton)	54,62	48,34	73,91	68,31	103,31	

- F_i é a força horizontal atuante no piso i ;
- z_i é a altura do piso i correspondente à massa m_i do mesmo piso.

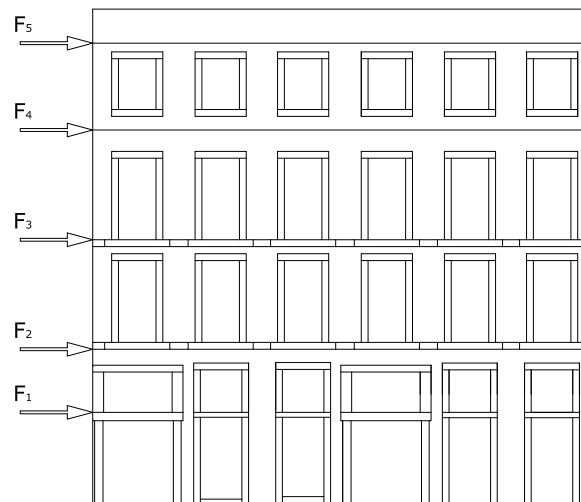


Figura 3.3.3: Apresentação genérica da aplicação das forças estáticas equivalentes nos modelos de cálculo

Na tabela 3.5 apresentam-se as forças sísmicas equivalentes distribuídas pela largura do edifício.

Tabela 3.5: Forças sísmicas equivalentes aplicadas no edifício

	Carga distribuída (kN/m)
F1	7,11
F2	4,79
F3	10,73
F4	10,60
F5	12,68

3.4 Modelação do edifício

Tendo em conta que o objetivo da presente dissertação é a caracterização do comportamento das paredes de fachada de edifícios pombalinos, optou-se por simplificar e tipificar o caso de estudo em que se baseou esta investigação. Assim sendo, a primeira simplificação incide no número de dimensões que terá a modelação e análise do edifício. Nos casos em que está em causa a caracterização global do edifício, a modelação é realizada nos três eixos coordenados x , y e z , em que todos os elementos estruturais que compõe o edifício fazem parte da modelação. No que se refere ao edifício em causa optou-se por uma modelação a duas dimensões, no plano da fachada. A fachada a modelar será a fachada principal na Rua da Misericórdia.

Após a definição da fachada e do tipo de “análise dimensional”, simplificou-se o modelo. Como não é objetivo desta dissertação proceder a caracterização estrutural exaustiva do edifício e simplesmente pretende-se uma análise padrão do comportamento das paredes fachadas de edifícios pombalinos de forma abrangente e padronizada, simplificou-se retirando elementos que se pense não pertencer à estrutura original do edifício aquando da sua construção. Um desses elementos é a estrutura de montra de uma das lojas do R/C (figura 3.1.4), que será retirada e substituída por estrutura idêntica à das outros números de lojas adjacentes. Será também modificada a inclinação do terreno, considerando-se que este é horizontal.

A modelação em elementos finitos foi realizada com o programa de cálculo automático SAP2000. Tomou-se como hipótese que toda a fachada tem um comportamento homogêneo semelhante ao comportamento das paredes de alvenaria de pedra ordinária estudadas por Pinho (2007), não levando em consideração a presença de outros elementos, Figura 3.4.1.

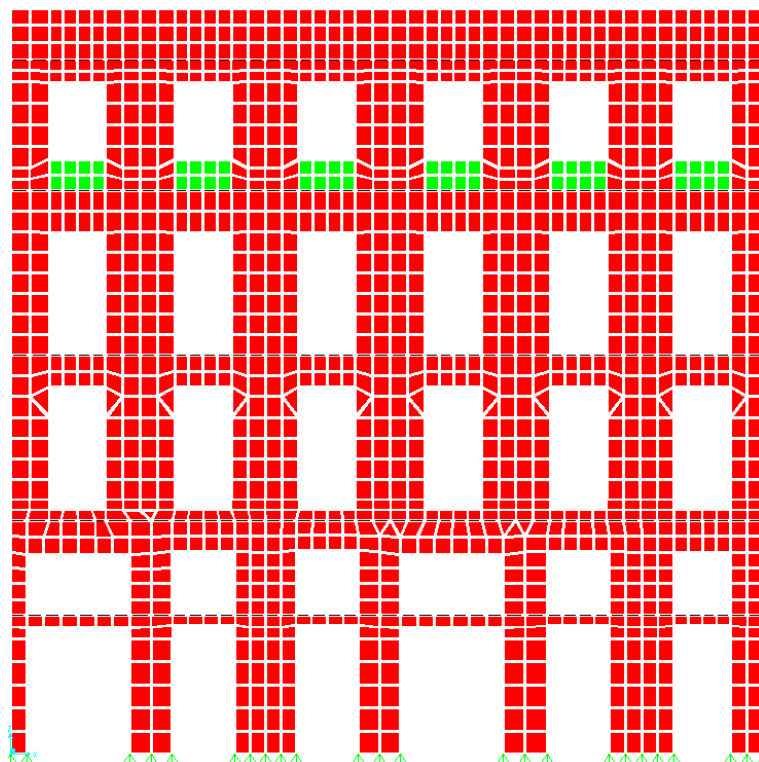


Figura 3.4.1: Modelo estrutural em que todos os elementos são de alvenaria de pedra ordinária. Os elementos a vermelho têm uma espessura de 0,80m e os verdes 0,30m

Na modelação, os elementos utilizados foram elementos shell-thick somente como membrana e optou-se por excluir os efeitos do curvatura e torção, sendo que os elementos só terão esforços normais ou tangenciais.

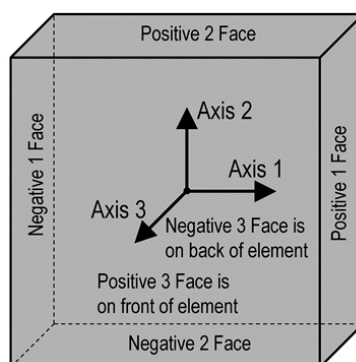


Figura 3.4.2: Eixos de referência dos elementos shell no programa SAP2000

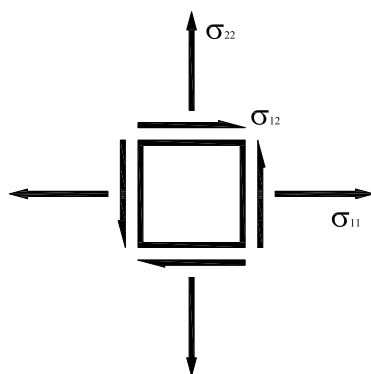


Figura 3.4.3: Tensões no elemento de membrana utilizado na modelação

Para condições de apoio consideram-se apoios simples na soleira do edifício de acordo com a figura 3.4.1.

- Definição dos materiais de cada elemento shell

O elemento presente na modelação em SAP2000 foi a parede de alvenaria de pedra. Na secção 3.2 encontram-se todos os parâmetros de caracterização mecânica e física da shell.

Capítulo 4

Análise elástica

Para efetuar posteriormente a análise plástica da fachada principal do edifício em estudo, é efetuada uma análise elástica linear. Esta análise permite compreender a distribuição dos campos de tensões elásticas para posteriormente desenhar os modelos de escoras e tirantes e efetuar a análise plástica das paredes de alvenaria.

Tem-se assim como referência o estudo de Pinho (2007), o qual será o ponto de partida para o estudo a uma escala macro.

É ainda de referir que este capítulo é referente a uma análise elástica de comportamento do murete e do edifício, para que seja possível uma caracterização da análise plástica, muito mais próxima do comportamento real do edifício.

4.1 Murete

O murete que foi modelado no programa de cálculo automático SAP2000 tem as dimensões de 1,2x1,2m e 0,40m de espessura (Pinho, 2008), sendo constituído por parede de alvenaria de pedra ordinária com as características definidas na secção 2.1.

O modelo do murete é discretizado em elementos shell-thick sem rigidez de torção nem flexão.

O murete é carregado através de um lintel fictício sem peso próprio para simular um carregamento de uma carga distribuída ao longo dos elementos shell superior do modelo. O módulo de elasticidade é de 147,4MPa e o coeficiente de Poisson de 0,25, de acordo com as subsecções 3.2.1, 3.2.2 e 3.2.3. Este carregamento simula, de forma aproximada, o carregamento do murete em laboratório.

A partir dos resultados obtidos por Pinho (2007) (ver tabela 2.2) retirou-se o valor da força horizontal $H=23,8\text{kN}$ e força vertical $V=109,2\text{kN}$, a aplicar no meio do lintel fictício do murete.

No que se refere às condições de apoio do modelo, começou-se por colocar apoios fixos em todos os pontos da base, retirando sucessivamente apoios na extremidade inferior esquerda até que não houvesse nenhuma reação correspondente a tração, pois o material constituinte

do murete não tem resistência à tração (ver figura 4.1.1).

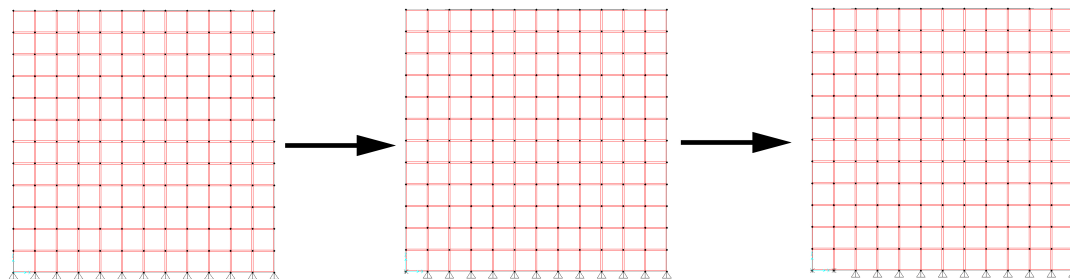


Figura 4.1.1: Evolução dos sistemas de apoio no murete

Os valores das reações verticais de apoio são apresentados na figura 4.1.2, onde se pode verificar uma distribuição não linear da intensidade.

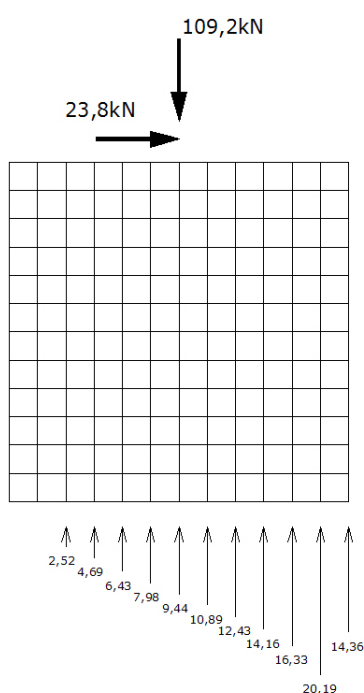


Figura 4.1.2: Forças de reação de apoio. Valores em kN

Nas figuras 4.1.3, 4.1.4 e 4.1.5 apresentam-se os campos de tensões correspondentes às tensões σ_{11} , σ_{22} e σ_{12} , relativas ao murete de referência.

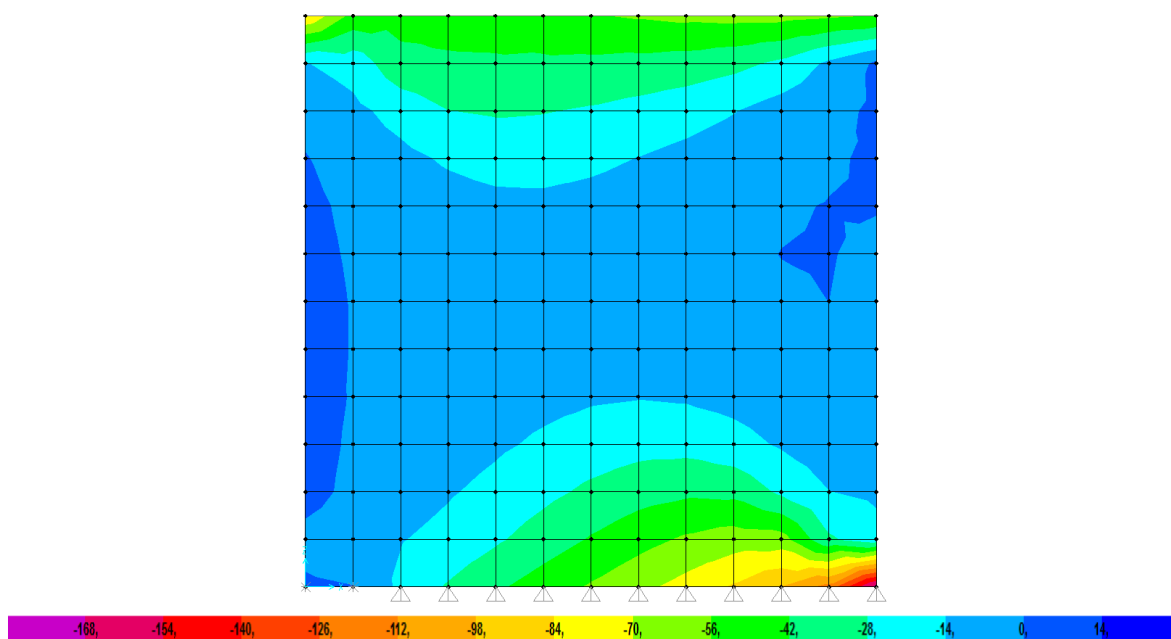


Figura 4.1.3: Tensão σ_{11} no murete de referência modelado em programa de cálculo automático

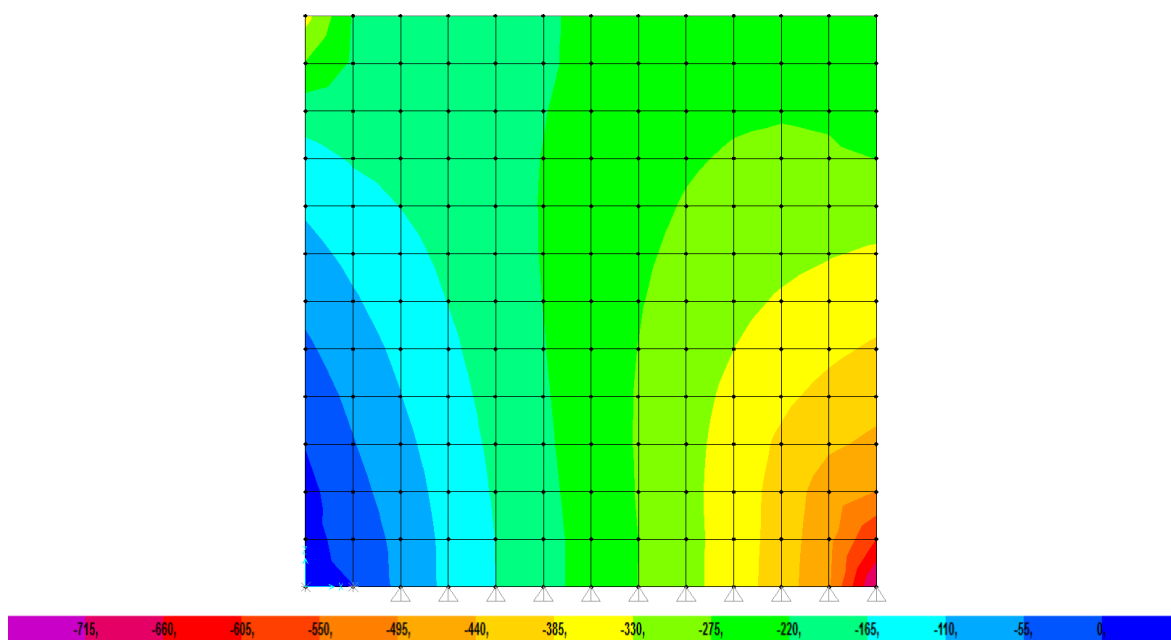


Figura 4.1.4: Tensão σ_{22} no murete de referência modelado em programa de cálculo automático

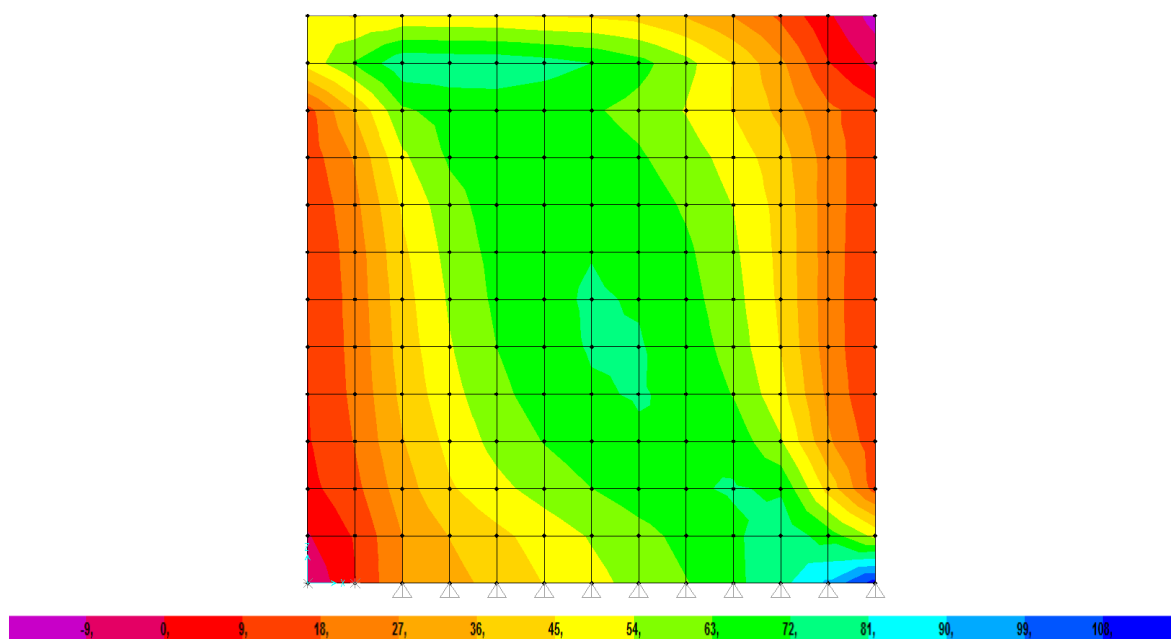


Figura 4.1.5: Tensão σ_{12} no murete de referência modelado em programa de cálculo automático

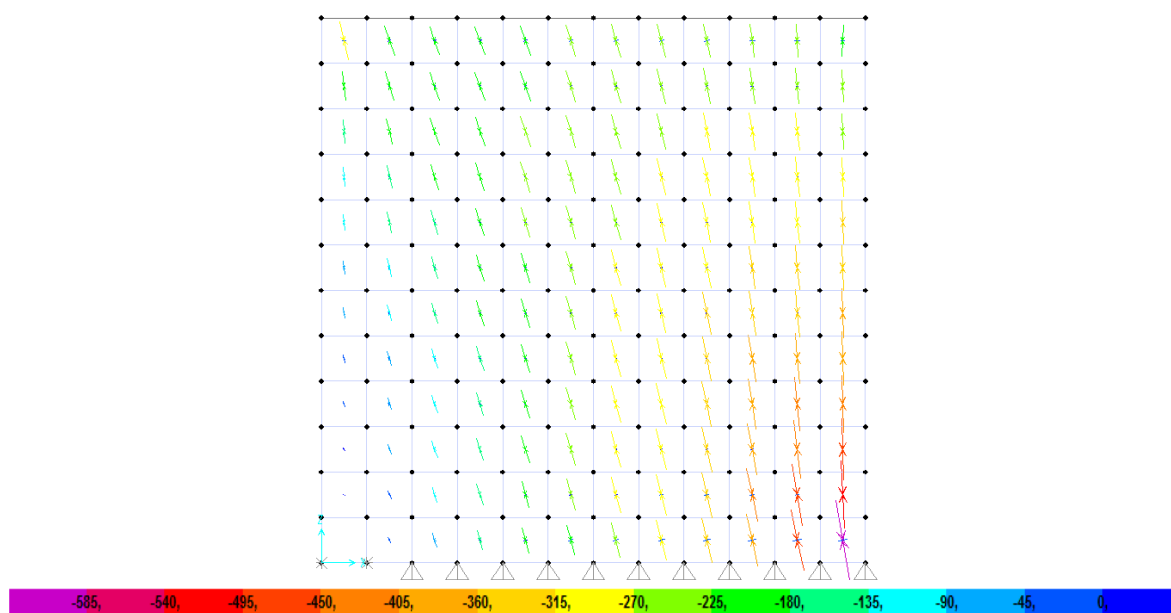


Figura 4.1.6: Tensões e respetivas direções principais

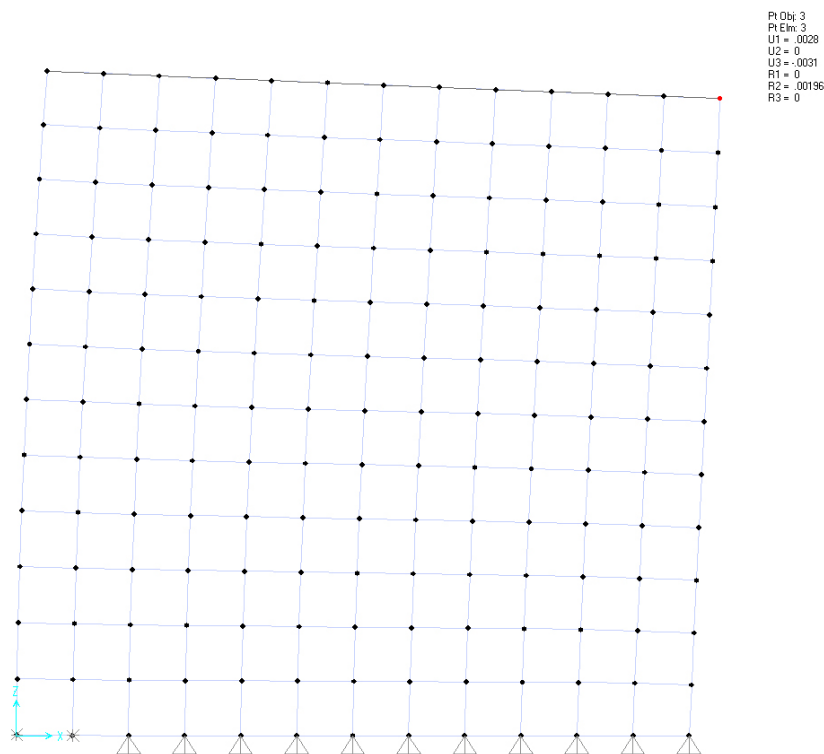


Figura 4.1.7: Deformada do murete de referência dada pelo SAP2000

No que se refere à análise das tensões teve-se por base as tensões resistentes do murete de referência analisado por Pinho (2007) para se comparar com as tensões obtidas com o SAP2000. Neste domínio, a tensão máxima obtida pelo programa de cálculo automático situa-se no canto inferior direito murete de referência, sendo o seu valor de 748 kN/m^2 de compressão.

4.2 Edifício

4.2.1 Tensões geradas pela combinação fundamental

A seguir são apresentadas figuras referentes às tensões provocadas pela combinação fundamental na fachada principal do edifício em estudo.

1. Tensões normais horizontais σ_{11} :

Analisando a figura 4.2.1, que diz respeito às tensões normais na direção horizontal verifica-se que as maiores tensões de compressão localizam-se nos 2 últimos pisos, ao nível dos apoios e das zonas de alinhamento dos lintéis, com valores da ordem dos 180 a 250 kPa , longe da tensão de referência de 500 kPa . Os valores de tração encontram-se nas zonas superiores nos vãos das janelas, varandas e nos pilares entre pisos. Nos dois primeiros pisos algumas das trações chegam a atingir valores próximos de 250 kPa o que poderá provocar fendilhações. Nos restantes pisos as trações não atingem valores

preocupantes.

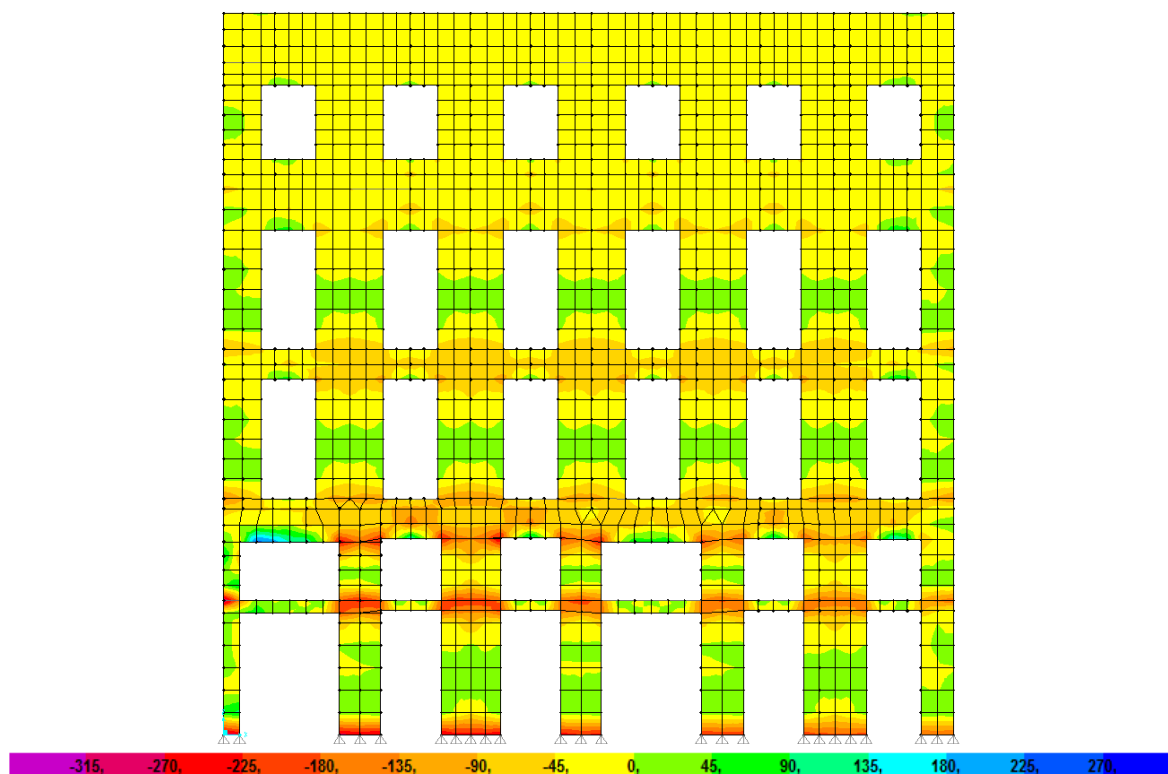


Figura 4.2.1: Tensões σ_{11} Combinação Fundamental de ações

2. Tensões normais verticais σ_{22} :

Tal como na figura 4.2.1, as máximas tensões normais na direção vertical estão presentes no dois primeiros pisos; no entanto, desenvolvem-se de forma relativamente linear, ou seja, vão diminuindo valor em toda a altura. Nota-se novamente a presença de trações nos vãos de janelas e portas com valores que podem chegar quase aos 100kPa no primeiro piso. As tensões máximas de compressão têm valores da ordem dos -1475 a -950kPa, o dobro ou triplo da tensão de referência. No gráfico da figura 4.2.3 pode-se ver a evolução das tensões normais em altura por perfis. Verifica-se ainda que as tensões mais elevadas encontram-se na zona esquerda. Esta concentração deve-se à falta de simetria dos dois primeiros pisos.

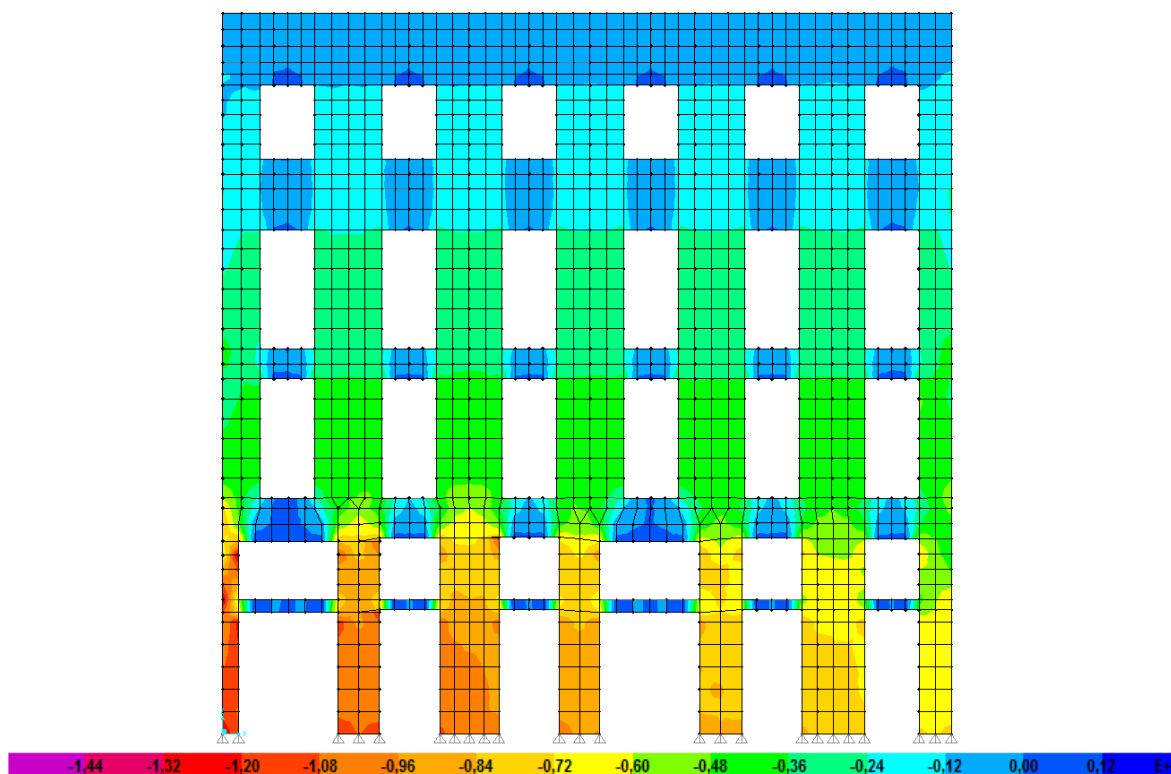


Figura 4.2.2: Tensões σ_{22} devidas às cargas permanentes da estrutura

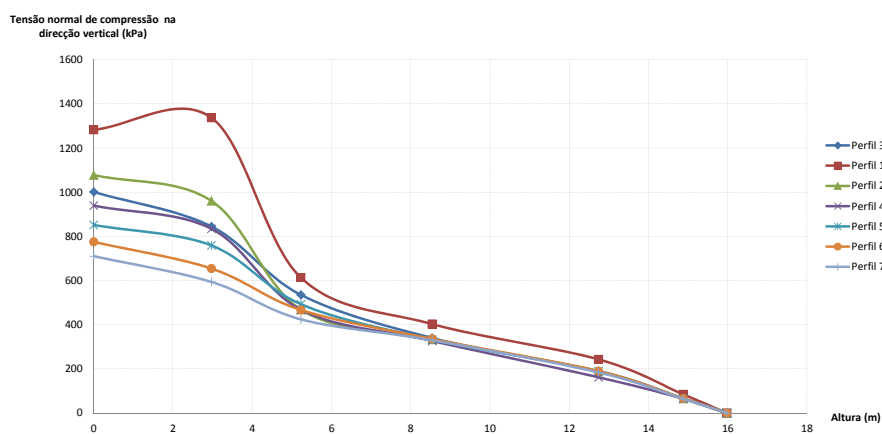


Figura 4.2.3: Evolução das Tensões normais verticais em altura

3. Tensões de corte σ_{12} :

No que se refere às tensões de corte (ver figura 4.2.4), realiza-se o mesmo tipo de análise que nos pontos anteriores, ou seja, as maiores tensões encontram-se nos primeiros pisos. As tensões tangenciais variam entre 250 e -315kPa.

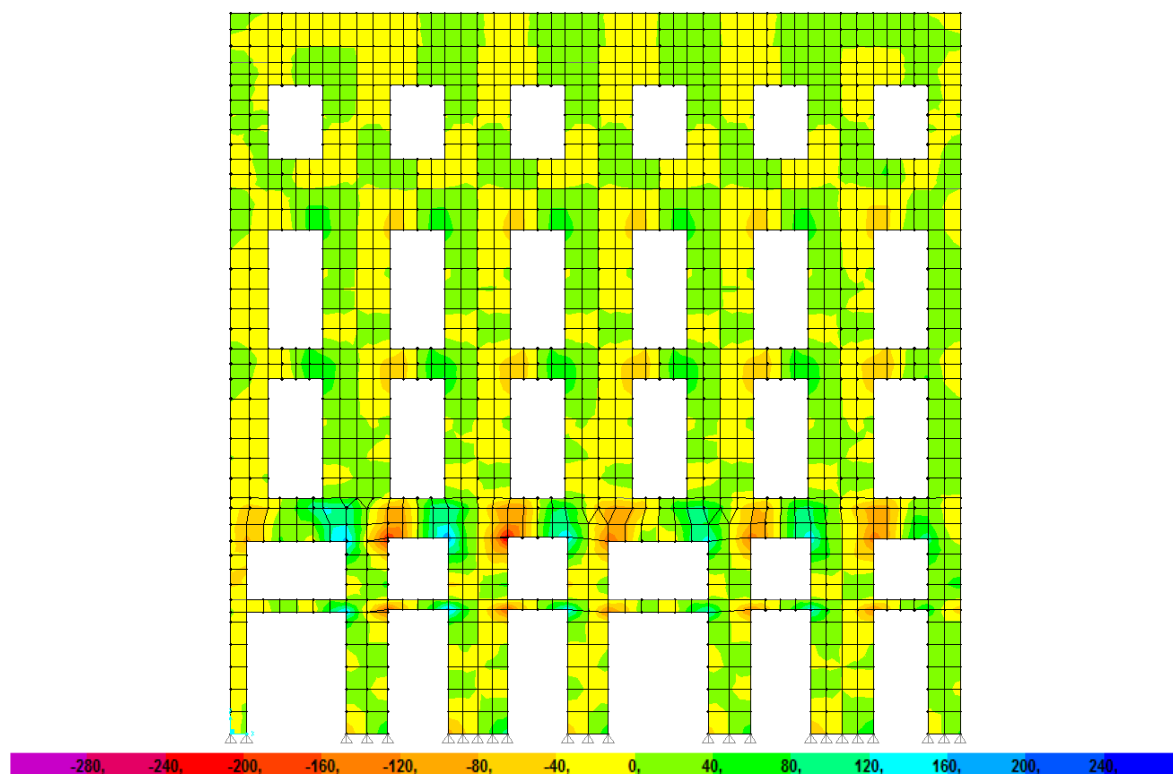


Figura 4.2.4: Tensões σ_{12} devidas às cargas permanentes da estrutura

4.2.2 Tensões geradas pela Ação Sísmica 1 na direção x positiva

1. Tensões normais horizontais σ_{11} :

No que se refere às tensões normais na direção horizontal, geradas pelo sismo de tipo 1, diferem em relação às geradas pela combinação fundamental. Apesar de as máximas tensões ocorrerem igualmente nos primeiros pisos, nota-se a presença das trações no canto esquerdo dos vãos e de compressões no canto direito. Novamente as tensões surgem na zona de lintéis e são mais elevadas no primeiros pisos onde se encontram os arcos e abóbadas. Os valores máximos variam entre 147 e -376kPa. Em geral, as tensões horizontais são baixas e maioritariamente de compressão sendo os maiores valores de tração no piso 2, nos vãos da janela.

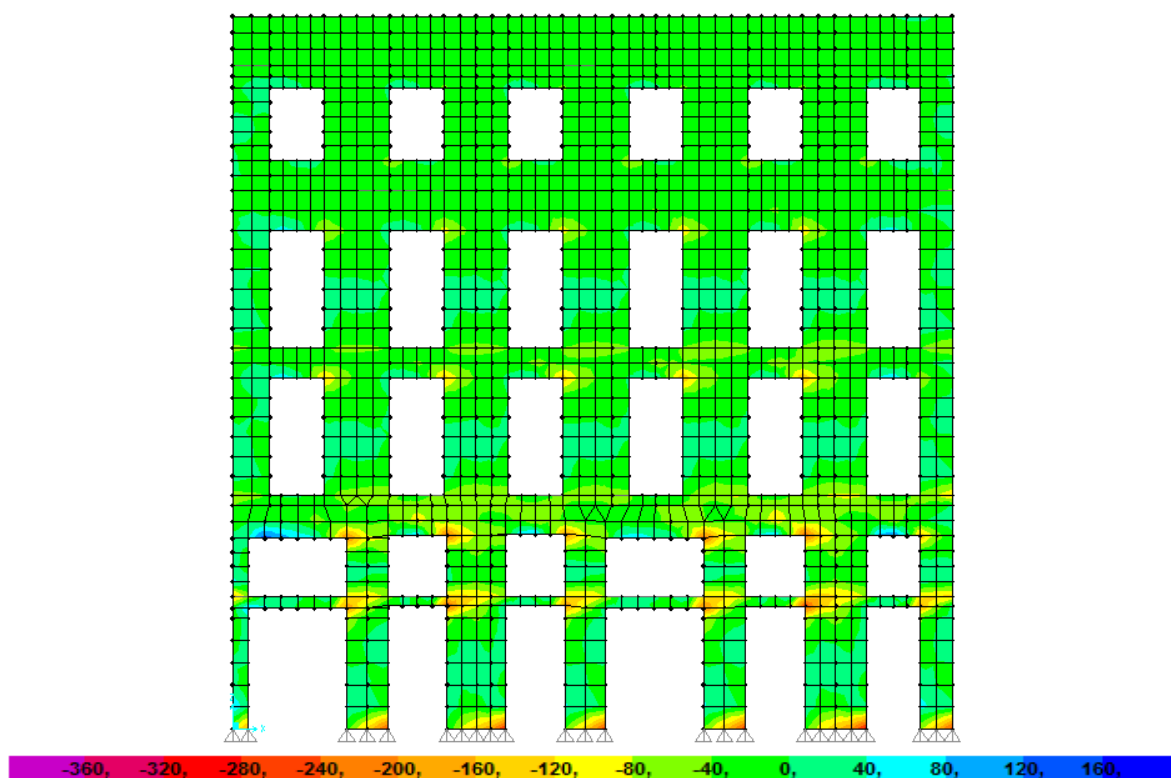


Figura 4.2.5: Tensões σ_{11} devidas à Ação Sísmica tipo 1

2. Tensões normais verticais σ_{22} :

Analisando as tensões normais na direção vertical provocadas pelo sismo, as diferenças em relação às provocadas pela combinação fundamental são evidentes. Apesar de as tensões máximas estarem presentes nos dois primeiros pisos, não se distribuem com o mesmo padrão que as tensões da combinação fundamental. Neste caso os valores máximos localizam-se no canto superior esquerdo e inferior direito como mostra a figura 4.2.7, segmento ampliado das tensões no nêbo da fachada. Nesta figura as tensões com cor vermelha a laranja representam valores entre -1000 e -500kPa e as tensões com cores entre o azul e verde são valores entre -40 e -430kPa. Confirma-se ainda a presença de trações na zona dos lintéis com valores na ordem de 20 a 5kPa.

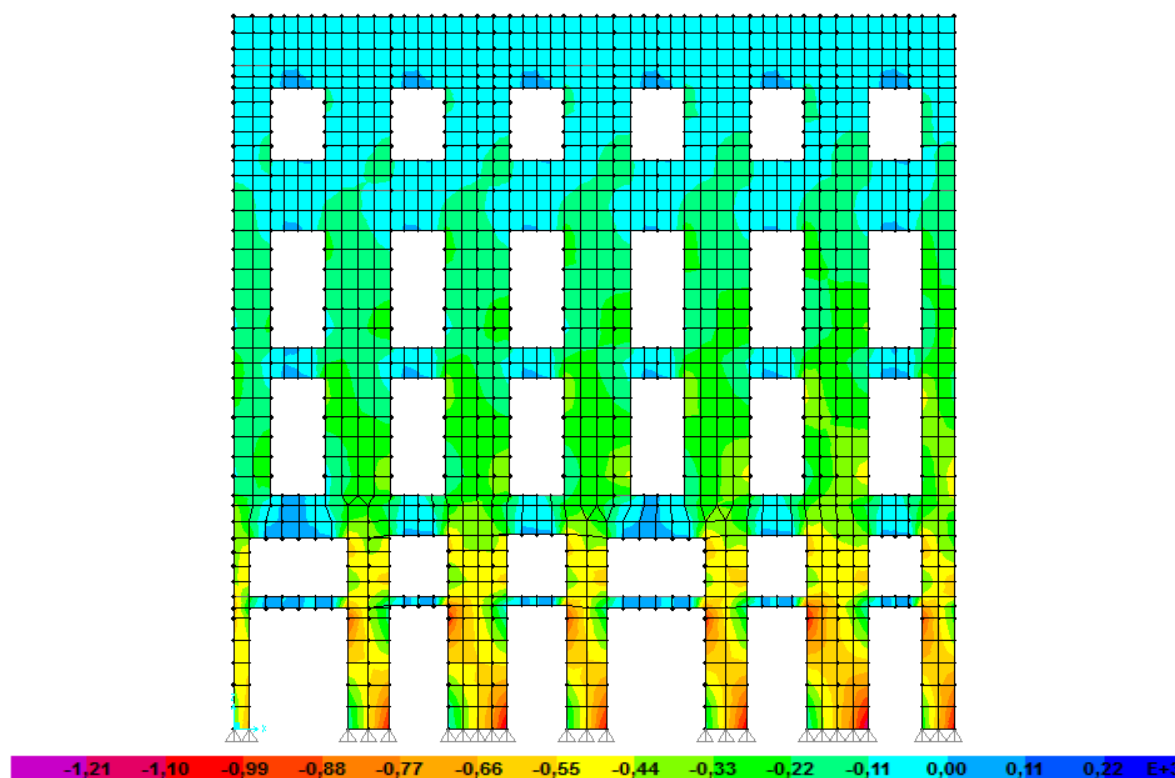


Figura 4.2.6: Tensões σ_{22} devidas à Ação Sísmica tipo 1

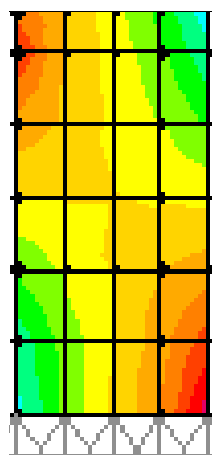


Figura 4.2.7: Nembo da fachada com as tensões normais σ_{22} , provocadas pela ação sísmica tipo 1, (retirado e ampliado da figura 4.2.6)

3. Tensões de corte σ_{12} :

As tensões de corte geradas pela ação sísmica tipo 1 são da ordem dos 276 a -100kPa. As máximas tensões encontram-se ao nível dos dois primeiros pisos. Nas zonas de pilar pode-se fazer uma analogia com o murete de referência modelado com programa de cálculo automático. Cruzando a figura 4.1.4 com a zona do pilar no primeiro piso, são evidentes as semelhanças em termos de comportamento do campo de tensões. Apesar de não serem notórias as mesmas semelhanças em relação aos restantes pisos o compor-

tamento é muito semelhante; simplesmente as cores não evidenciam essa semelhança de comportamento, ao contrário dos pisos inferiores.

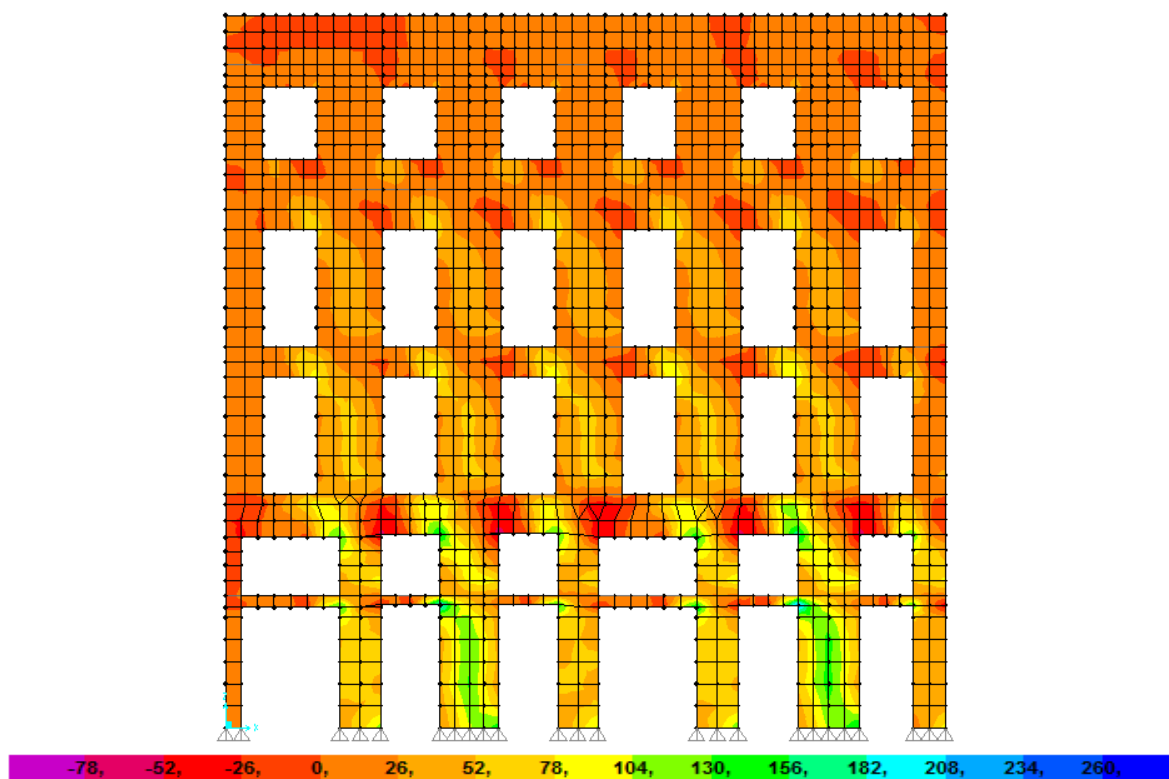


Figura 4.2.8: Tensões σ_{12} devidas à Ação Sísmica tipo 1

4. Deformada e deslocamento horizontal:

A deformada elástica está de acordo com o esperado para a configuração do edifício e de acordo com solicitação da ação sísmica tipo 1.

O deslocamento horizontal no topo é de 30mm, o que, multiplicado pelo coeficiente de comportamento, corresponde a um drift de 0,28%.

O somatório das forças gravíticas aplicadas na fachada do edifício é de 3029kN e o somatório de forças horizontais é de 333kN. Fazendo o rácio entre forças horizontais e forças verticais obtém-se o valor de 11%.

Tomando em conta o referido acima, é possível fazer uma analogia com o comportamento do murete de referência. Sublinha-se ainda que a combinação fundamental tem uma importância elevada no que diz respeito aos níveis de tensões atingidos.

No próximo capítulo será feita uma análise elástica da fachada dividida em pequenos muretes e a partir das uma análise plástica com o Método das Escoras e Tirantes.

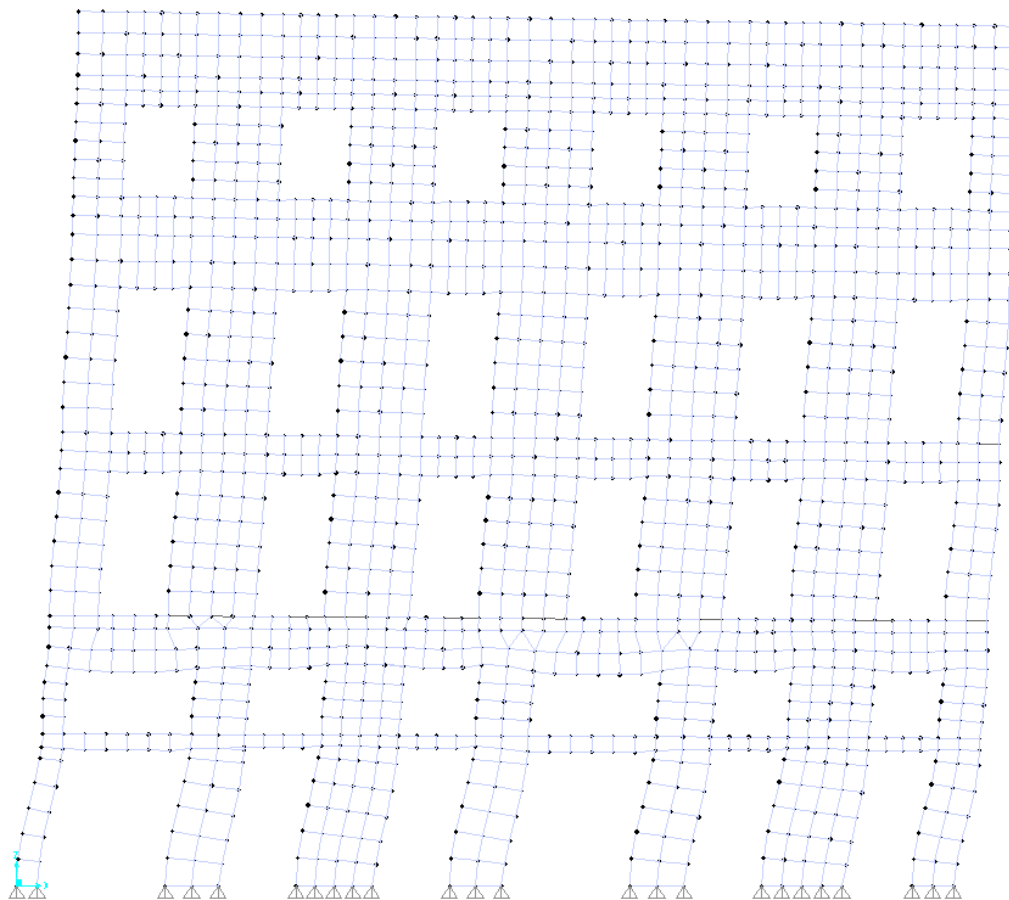


Figura 4.2.9: Deformada da estrutura de fachada devida à Ação Sísmica 1

Capítulo 5

Análise plástica

5.1 Procedimento

Para se proceder à análise da fachada através do Método das Escoras e Tirantes optou-se, em primeiro lugar, por subdividir a fachada em vários muretes, de acordo com a figura 5.1.1, por forma a realizar uma análise semelhante a feita por Pinho (2007).

1		2		3		4		5		6		7
8		9		10		11		12		13		14
15		16		17		18		19		20		21
22		23		24		25		26		27		28
29		30		31		32		33		34		35

Figura 5.1.1: Divisão da fachada em nembos

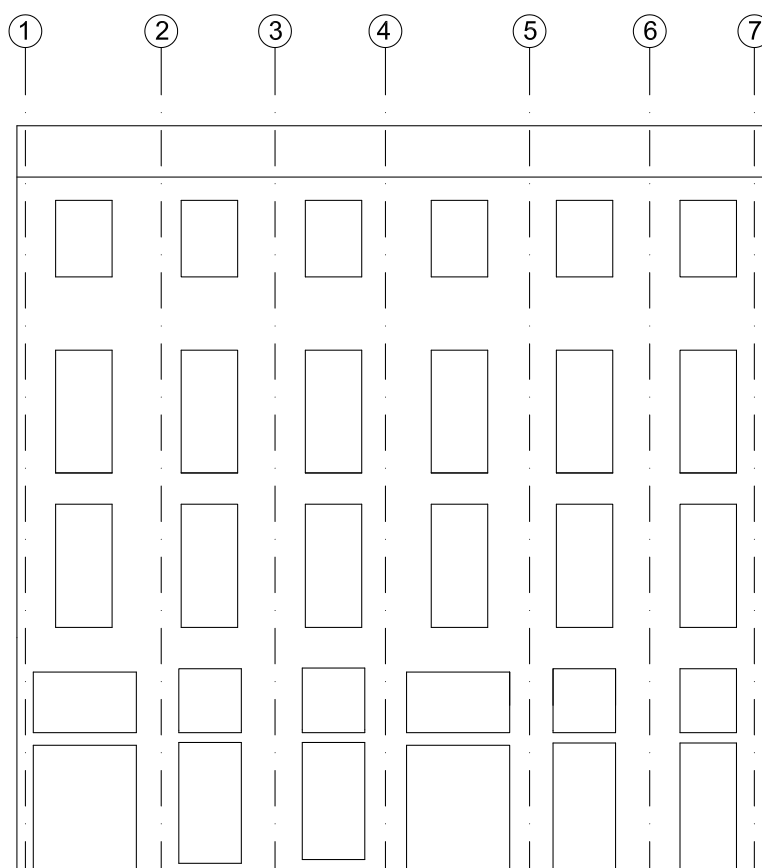
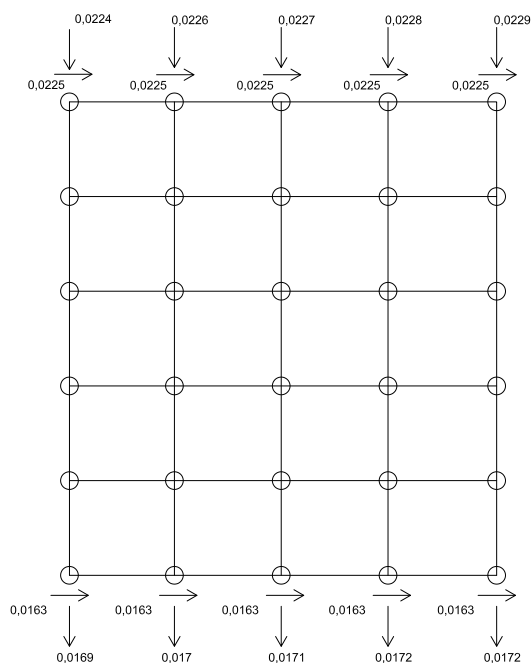
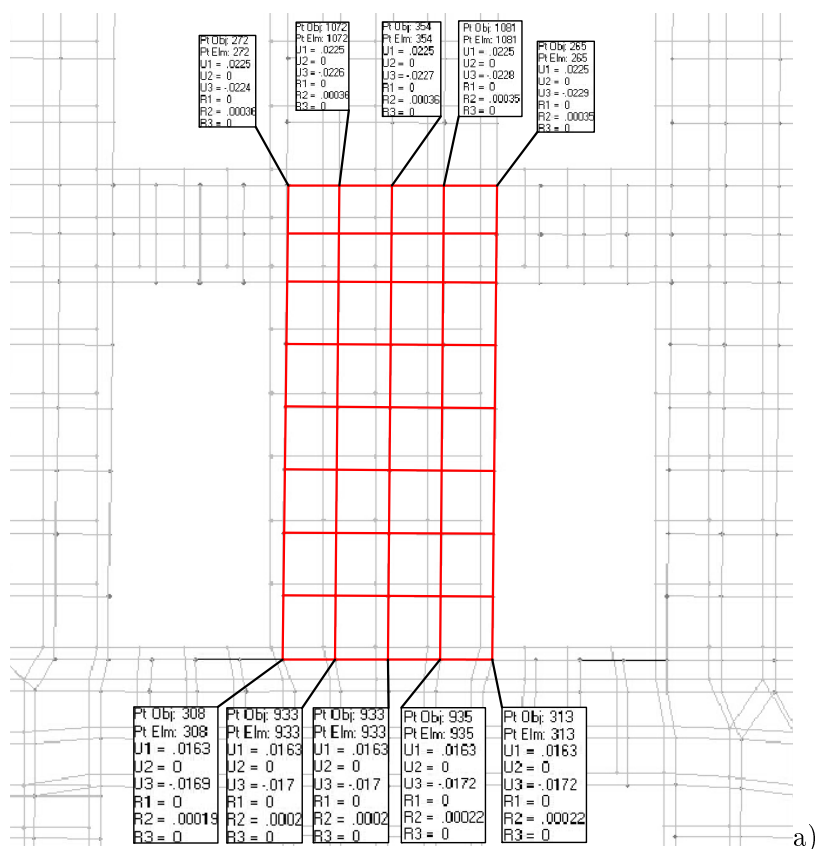


Figura 5.1.2: Numeração de perfis na fachada do edifício

Depois de subdividir cada murete procedeu-se à sua modelação individual em SAP2000 aplicando os deslocamentos horizontais e verticais presentes em cada nó retirados da modelação da fachada de acordo com os resultados apresentados na secção 4.2.



(m)

- a) Exemplificação da obtenção dos deslocamentos nos pontos do murete b) Aplicação exemplificativa dos deslocamentos no modelo

Figura 5.1.3: Deslocamentos dos nós do murete 16 retirados da modelação global da fachada

Em seguida determinam-se os deslocamentos dos pontos do topo em relação aos pontos da base e aplica-se o resultado nos nós superiores do murete e apoios simples nos nós (figura 5.1.4).

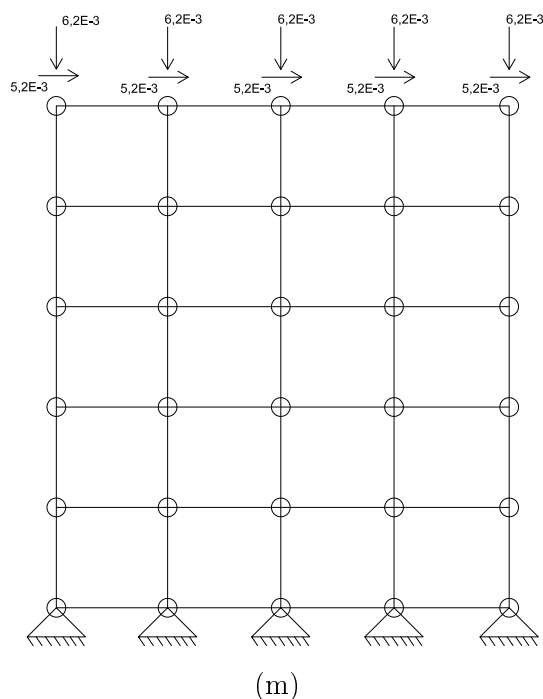


Figura 5.1.4: Murete 16 com os deslocamentos relativos do topo em relação à base. Modelo inserido no SAP2000

Para que a aplicação de deslocamentos em vez de forças seja possível no Programa SAP2000, é necessário aplicar apoios fixos de acordo com a figura 5.1.5.

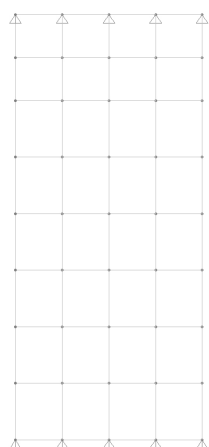


Figura 5.1.5: Aplicação dos apoios fixos no modelo do murete da fachada ao programa SAP2000

Da análise elástica deste modelo obtiveram-se as respetivas forças atuantes no topo do murete e as reações na base (figura 5.1.6).

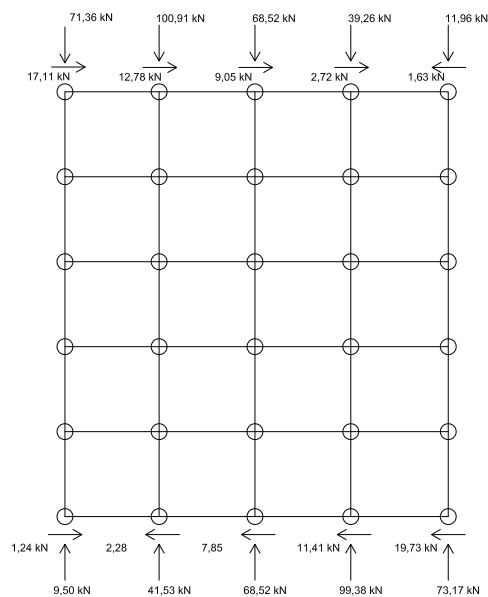


Figura 5.1.6: Forças atuantes e reações aplicadas ao murete 16, obtidos pela análise elástica

Fazendo uma analogia com o descrito na secção 4.1 foram libertados os apoios que provocam tração no murete, tendo-se, no modelo da figura 5.1.6 libertado o apoio que corresponde à reação horizontal inferior à esquerda e o superior à direita para que não haja reações de tração (ver figura 5.1.7).

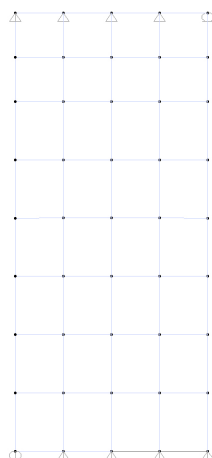


Figura 5.1.7: Modelo sem os apoios que provocam trações no murete

Assim obtiveram-se os campos de tensões apresentados nas figuras 5.1.8 e 5.1.9.

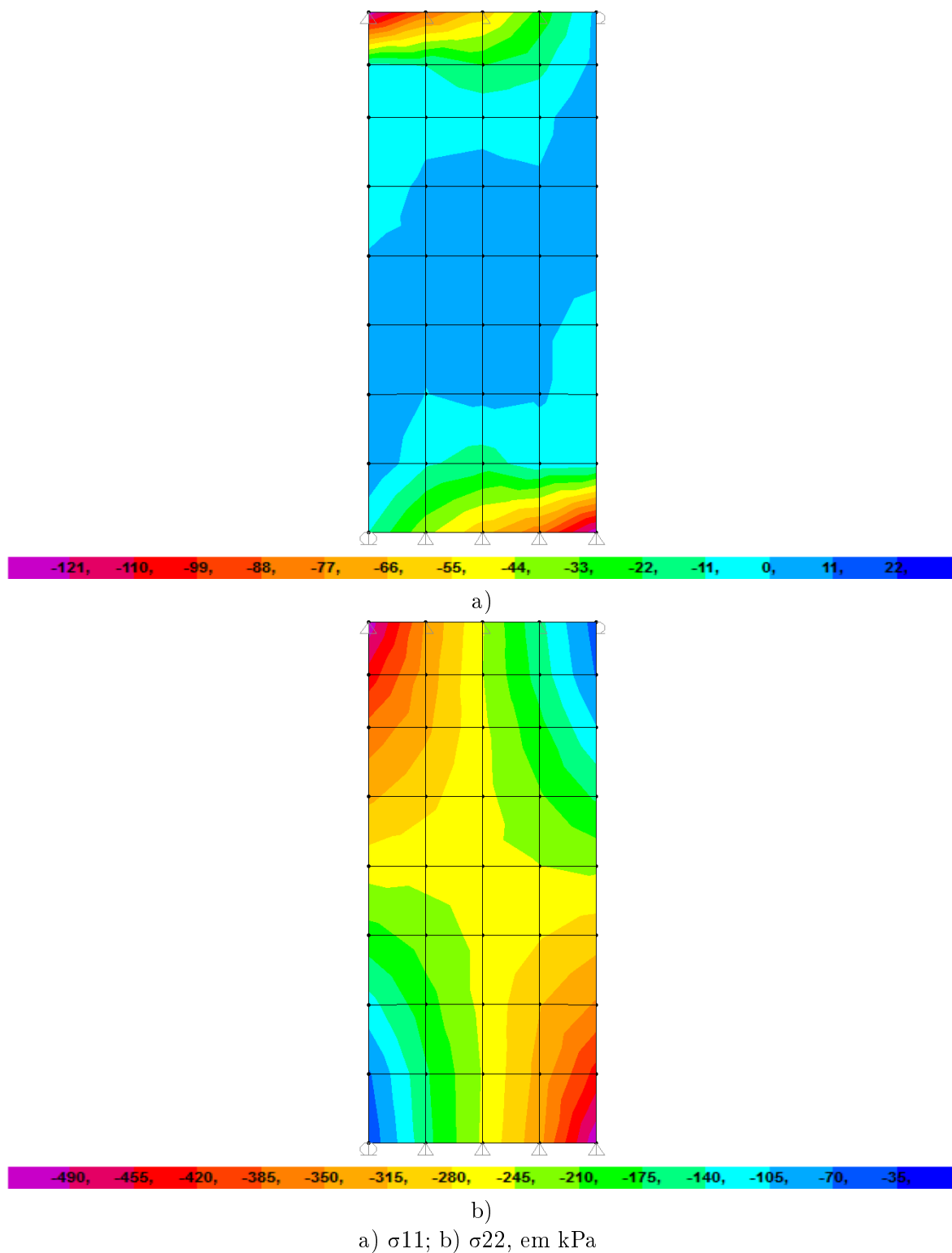


Figura 5.1.8: Tensões no murete 16 da fachada do edifício

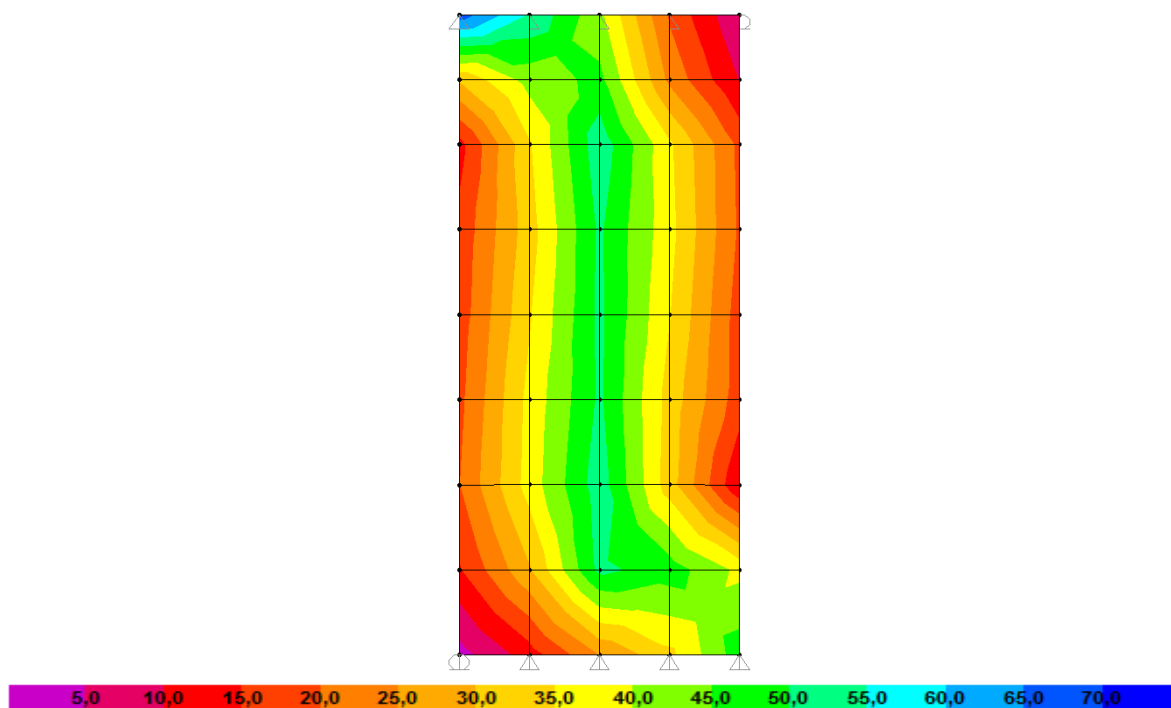


Figura 5.1.9: Tensões σ_{12} no murete 16 da fachada do edifício, em kPa .

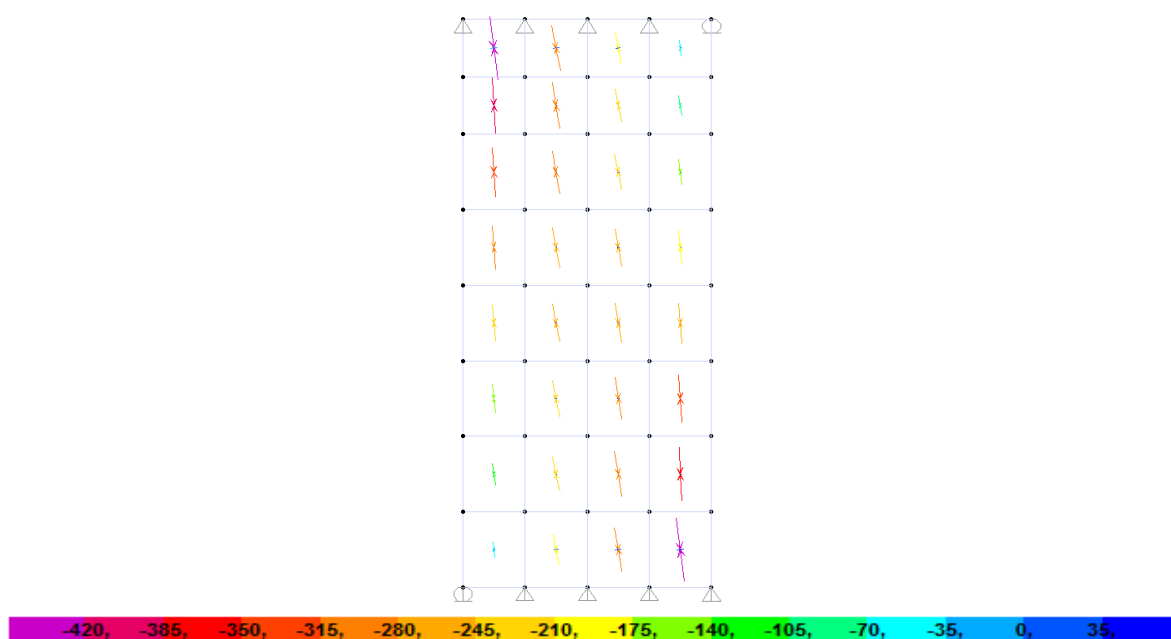


Figura 5.1.10: Tensões principais no murete 16, com os respectivos ângulos das direções principais

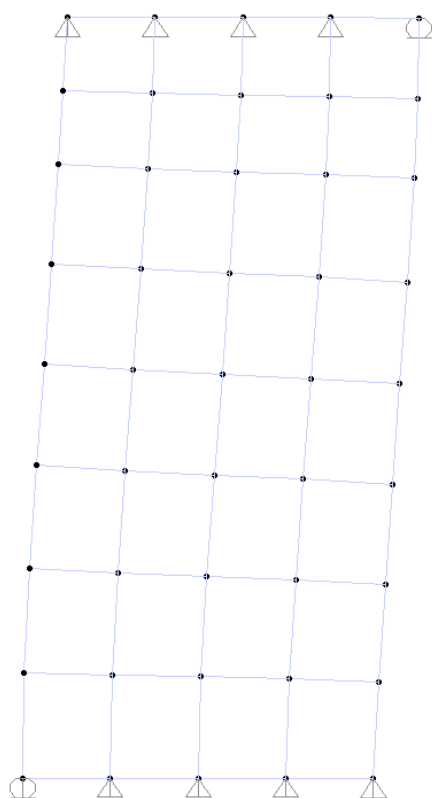


Figura 5.1.11: Deformada do murete 16 provocada pelos deslocamentos impostos

Comparando as tensões obtidas com as estudadas por Pinho (2007), chega-se a uma configuração diferente de campo de tensões. Esse campo de tensões é próximo do campo de tensões apresentado por Roca (2004) na figura 2.2.1 b). Na figura 5.1.12 apresenta-se o campo de tensões definido de acordo com os resultados apresentados pelos muretes retirados da fachada. Simplificadamente geram-se trações superior direito e inferior esquerdo o que poderá levar a uma fendilhação nesses pontos do murete e consecutivamente na fachada.

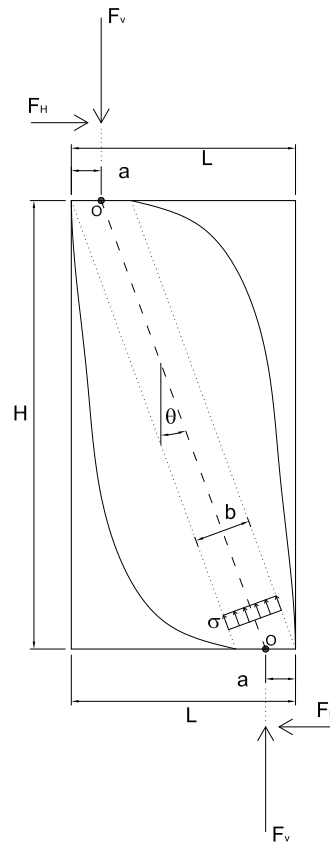


Figura 5.1.12: Campo de tensões definido de acordo com a análise dos muretes retirados da fachada do edifício

A força de compressão na escora toma o valor R :

$$R = \sqrt{F_V^2 + F_H^2} \quad (5.1.1)$$

A inclinação da escora com a vertical é dada por:

$$\theta = \arctan \left(\frac{F_H}{F_V} \right) \quad (5.1.2)$$

Sendo a sua posição dada por:

$$a = \frac{L - H \times \tan \theta}{2} \quad (5.1.3)$$

A largura da escora pode ser determinada por:

$$b = 2 \times a \times \cos \theta \quad (5.1.4)$$

E a tensão de compressão na escora é dada por:

$$\sigma = \frac{R}{b \times e} \quad (5.1.5)$$

Em que “e” é a espessura do murete.

Com as forças e reações obtidas da análise elástica é possível determinar as resultantes vertical F_V e horizontal F_H e determinar a posição e a inclinação da escora que corresponde ao campo de tensão indicado na figura 5.1.12.

5.2 Apresentação dos resultados

Neste secção é feita a apresentação de resultados de todos os muretes analisados pelo Método da Escoras e Tirantes, de acordo com a secção anterior. São apresentados os resultados obtidos com as respetivas tensões de compressão atuantes em cada murete nas tabelas 5.1, 5.2 e 5.3.

Abaixo apresentam-se as tabelas referentes a todos os parâmetros necessários para obter-se as tensões de compressão nas escoras de cada murete da fachada:

Tabela 5.1: Resultados referentes aos muretes do Piso do R/C e do Piso 2

Piso	Murete n. ^o	Cota	H	L	e	Fh	Fv	R	a	b	ϑ	σ
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(m)	(^o)	(kPa)
R/C	35		2,97	0,71	0,80	18,86	346,49	347,00	0,27	0,55	3,12	792,20
	34		2,97	1,38	0,80	96,44	654,14	661,21	0,47	0,93	8,39	886,76
	33		2,97	0,71	0,80	38,51	426,30	428,04	0,33	0,66	5,16	811,88
	32	0-2,97	2,97	0,89	0,80	34,81	399,41	400,92	0,32	0,63	4,98	797,04
	31		2,97	1,31	0,80	84,83	566,09	572,41	0,43	0,86	8,52	836,48
	30		2,97	1,01	0,80	36,67	378,20	379,97	0,36	0,72	5,54	660,91
	29		2,97	0,35	0,80	2,51	139,25	139,27	0,15	0,30	1,03	587,32
	28		2,26	0,71	0,80	11,64	244,05	244,33	0,30	0,60	2,73	507,72
2	27		1,70	0,93	0,80	67,10	526,19	530,45	0,58	1,15	7,27	574,64
	26	2,97-5,23	1,67	0,93	0,80	52,59	268,41	273,51	0,30	0,59	11,09	577,96
	25		1,67	0,89	0,80	31,48	333,90	335,38	0,37	0,73	5,39	574,82
	24		2,97	1,31	0,80	46,32	446,93	449,32	0,55	1,09	5,92	514,00
	23		3,31	0,91	0,80	22,76	313,04	313,87	0,38	0,76	4,16	516,45
	22		2,26	0,35	0,80	8,38	164,83	165,04	0,12	0,23	2,91	878,64

Tabela 5.2: Resultados referentes aos muretes do Piso do 3 e do Piso 4

Piso	Murete n.º	Cota (m)	H (m)	L (m)	e (m)	Fh (kN)	Fv (kN)	R (kN)	a (m)	b (m)	ϑ (°)	σ (kPa)
3	21	5,23-8,54	3,31	0,71	0,80	6,49	192,15	192,26	0,30	0,60	1,93	401,97
	20		3,31	1,47	0,80	37,71	360,84	362,81	0,56	1,12	5,97	405,64
	19		3,31	1,47	0,80	43,23	327,16	330,00	0,52	1,02	7,53	402,94
	18		3,31	1,49	0,80	43,19	316,81	319,74	0,52	1,03	7,76	388,32
	17		3,31	1,45	0,80	40,09	291,95	294,69	0,50	0,99	7,82	373,51
	16		3,31	1,48	0,80	39,91	247,82	251,01	0,47	0,93	9,15	335,62
	15		3,31	0,83	0,80	4,80	108,62	108,73	0,34	0,68	2,53	198,97
4	14	8,54-12,74	3,54	0,71	0,80	4,74	117,80	117,90	0,28	0,57	2,30	259,86
	13		3,54	1,44	0,80	27,95	231,50	233,18	0,51	1,01	6,88	289,94
	12		3,54	1,47	0,80	28,40	223,47	225,27	0,51	1,01	7,24	278,25
	11		3,54	1,49	0,80	29,79	213,42	215,49	0,50	0,99	7,95	273,10
	10		3,54	1,45	0,80	28,42	192,07	194,16	0,46	0,92	8,42	264,89
	9		3,54	1,48	0,80	29,31	190,94	193,18	0,47	0,93	8,73	260,84
	8		3,54	0,83	0,80	9,50	93,86	94,34	0,24	0,47	5,78	251,28

Tabela 5.3: Resultados referentes aos muretes do Piso 5

Piso	Murete n.º	Cota (m)	H (m)	L (m)	e (m)	Fh (kN)	Fv (kN)	R (kN)	a (m)	b (m)	ϑ (°)	σ (kPa)
5	7	12,74-14,88	2,80	0,71	0,80	4,96	55,77	55,99	0,23	0,46	5,08	152,42
	6		2,80	1,44	0,80	23,01	114,94	117,22	0,44	0,86	11,32	169,92
	5		2,80	1,47	0,80	13,86	89,78	90,84	0,52	1,03	8,78	110,72
	4		2,80	1,48	0,80	24,53	113,45	116,07	0,44	0,85	12,20	169,73
	3		2,80	1,45	0,80	23,48	105,49	108,07	0,41	0,81	12,55	167,39
	2		2,80	1,48	0,80	23,82	106,88	109,50	0,43	0,84	12,56	163,83
	1		2,80	0,83	0,80	6,44	56,28	56,65	0,25	0,51	6,53	139,86

Os resultados obtidos evidenciam que os valores das tensões nas escoras dos muretes nos R/C e Piso 2 ultrapassam o valor de referência de 500kPa de compressão (ver sub-seção 3.2.4). Esses valores estão assinalados a vermelho de forma a sublinhar a possível rotura. Nos restantes pisos as tensões mantêm-se abaixo deste limite com valores de 400 a 150kPa.

No gráfico da figura 5.2.1 resumem-se os resultados das tabelas anteriores de forma simplificada apresentando as tensões de compressão nas escoras dos muretes dos pisos respetivos e perfis de alinhamento (ver figura 5.1.1).

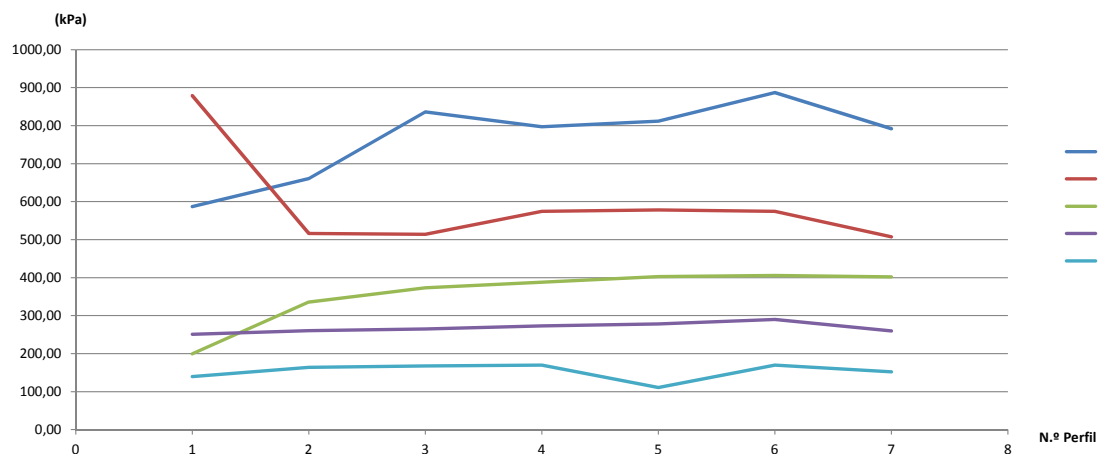


Figura 5.2.1: Gráfico representativo das tensões nas escoras de acordo com o piso a que pertencem e com o perfil respetivo (figura 5.1.1)

Verifica-se a possível rotura dos pisos R/C e piso 2 por ultrapassarem as tensões máximas de resistência nas escoras dos muretes. No entanto, na maioria dos edifícios pombalinos os pisos inferiores são em arcos e abóbadas em tijolo ou pedra e as paredes em pedra aparelhada, o que leva a que se possa considerar um tensão de rutura superior a 500kPa. A haver rotura esta será no andar de sobre-loja ou seja no piso 2. Os restantes pisos não entram em rotura.

Capítulo 6

Considerações finais

6.1 Conclusão

A Baixa Pombalina é um dos maiores patrimónios arquitetónicos da cidade de Lisboa e de Portugal. A sua importância histórica e arquitetónica, do ponto de vista urbanístico e da evolução da engenharia sísmica portuguesa e mundial faz com que seja de elevada importância o desenvolvimento de estudos que levem à conservação e reabilitação dos edifícios pombalinos que a compõe. Esta importância é ainda reforçada pela intenção da autarquia lisboeta em candidatar a Baixa Pombalina a Património da Humanidade na UNESCO.

A passagem de edifícios que tinham como objetivo principal a habitação para edifícios de comércio e escritórios levou ao longo dos séculos a alterações no tipo de uso destes imóveis. As alterações são em muitos casos graves pois põem em risco o funcionamento estrutural e a segurança deste edifícios. O acrescentar de pisos para rentabilizar os edifícios e a remoção de nembos dos pisos inferiores para o aumento das montras das lojas levam a pensar no pior, caso estes edifícios sejam expostos a um sismo da mesma magnitude do sismo de 1755. Se a tudo isto se acrescentar o estado de degradação de muitos dos elementos estruturais que compõem os edifícios pombalinos, torna-se imperativo a intervenção em toda a zona da Baixa Pombalina, com vista à sua recuperação e manutenção como um dos ex-libris de Lisboa. As experiências e práticas positivas na recuperação de edifícios pombalinos para posterior venda de andares de luxo para habitação levam a concluir que há um grande potencial económico nesta zona da cidade de Lisboa, dinamizando a atividade imobiliária e trazendo nova vida urbana ao local. É essencial que se continuem a fazer estudos sobre os edifícios pombalinos, não só para provar que o modelo estrutural proposto por Pombal funciona mas também para o reforço dos elementos estruturais quando necessário. A engenharia estrutural, quer a nível das empresas quer a nível da comunidade académica, poderá fornecer às entidades interessadas na intervenção destes edifícios os conhecimentos técnicos necessários para a realização de projetos de reabilitação e a utilização de soluções construtivas adequadas a um trabalho de excelência na reabilitação deste edificado. As intervenções a realizar, com os padrões das normas estruturais atuais, recorrendo ao conhecimento profissional e académico existente,

conduzirão, não só, a uma reabilitação estrutural mas também a uma adequação dos espaços interiores às necessidades atuais.

No presente estudo, o objetivo foi o de caracterizar o comportamento plástico das paredes de alvenaria das fachadas dos edifícios pombalinos fazendo um paralelo com os estudos realizados por Pinho (2000), no âmbito da caracterização de muretes de alvenaria de pedra ordinária e também em possíveis soluções de reforço com vista ao aumento da capacidade resistente destas paredes. Partindo dos dados da inspeção realizada ao edifício de estudo pela empresa Versor e dos dados obtidos em ensaios experimentais nos muretes de referência, foi usado o Método das Escoras e Tirantes. É evidente que para se poder aproximar os dois estudos foram realizadas algumas simplificações, como por exemplo a exclusão na modelação estrutural dos elementos de pedra que compõem as cantarias das janelas e varandas, a não tomada em conta das alterações estruturais presentes no edifício, nomeadamente ao nível do piso do R/C com a introdução de perfis metálicos, e ainda a opção de modelar a estrutura a 2 dimensões. Depois tomadas todas as opções que se acharam necessárias, passou-se à modelação em programa de cálculo automático do murete de referência estudado por Pinho (2007), e posteriormente a toda a fachada do edifício, em regime elástico. Em seguida efectuou-se a análise plástica com a implementação de um modelo de escoras tendo por base o Método das Escoras e Tirantes já utilizado para confirmação dos ensaios experimentais dos muretes de referência. Partindo da fachada em pequenos muretes, à semelhança dos muretes de referência, e aplicando a estes os deslocamentos correspondentes à ação sísmica chegou-se a um padrão de comportamento muito semelhante ao do murete de referência. Foram feitas as necessárias adaptações aos comportamentos exibidos pelos muretes da fachada e aplicou-se o método das escoras e tirantes, tendo-se obtido as tensões de compressão atuantes em cada um deles. Desta forma foi possível saber quais deles e em que níveis têm maior risco de rutura. Assim, e de acordo com o método utilizado, o R/C e piso 2 entrariam em rutura.

Apesar das simplificações realizadas neste estudo com o objetivo de se obter o comportamento plástico das paredes de pedra das fachadas de edifícios pombalinos, pode-se perceber que estes elementos têm resistência estrutural significativa às ações verticais e horizontais.

6.2 Estudos futuros

O estudo apresentado neste trabalho tem como missão apresentar uma forma simplificada de avaliar as paredes de alvenaria destes edifícios. Futuramente deverá aprofundar-se a análise realizada, com o objetivo de melhorar este método de análise e possível reforço dos elementos estudados. Será também necessário proceder à análise mais detalhada das zonas de lintel já que estas têm um comportamento diferenciado das zonas dos nimbos, estando sujeitas a forças de corte importantes.

A possibilidade do desenvolvimento de um software específico para realizar um estudo deste género será uma das possibilidades a equacionar, já que poderá trazer maior eficácia e também maior precisão nos resultados.

O presente estudo dá uma contribuição para a análise das paredes de alvenaria a partir de uma fachada de um edifício pombalino. Presentemente na FCT estão em curso estudos sobre muretes de alvenaria de pedra com ensaios experimentais na linha de estudos anteriores. Propõe-se que se continue a fazer o paralelismo entre o estudo dos muretes e o estudo da estrutura da fachada mas também se sugere a inclusão de análise a 3 dimensões ou, se possível, de cálculo computacional do comportamento plástico de murete.

Referências

- Almeida, F. M. (1986). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa*. Serviços Geológicos de Portugal.
- Appleton, J. (2008). *Módulos do Curso Projectos de Reabilitação de Edifícios Pombalinos*. Lisboa, Appleton Square.
- Appleton, J. A. S. (1991). *Edifícios Antigos - Contribuição para o estudo do seu comportamento e das acções de realbilitação a empreender*. LNEC - Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador.
- Appleton, J. A. S. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e Tecnologias de Intervenção*. 1ª Edição, Edições Orion, Setembro 2003.
- Azevedo, H. (2010). *Reforço de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe com Elementos de Maderia Maciça*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2010.
- Branco, M. (2007). *Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com métodos passivos*. 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, 2007.
- Cardoso, R. (2002). *Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria*. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2002.
- CML (2005). *Baixa Pombalina: bases para uma intervenção de salvaguarda*. Câmara Municipal de Lisboa - Pelouro do Licenciamento Urbanístico, Reabilitação Urbana, Planeamento Urbano, Planeamento Estratégico e Espaços Verdes, 2005.
- Costa, F. P. (1971). *Asnas de Madeira, Enciclopédia prática da construção Civil*. Portugália Editora, 3ª Edição. 1971.
- EC0 (2009). *Eurocódigo 0: Base para o projecto de estruturas*. NP EN1990, CEN, Instituto Português da Qualidade, 2009.
- EC1 (2009). *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Part 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios*. EN 1991-1-1, CEN, Instituto Português da Qualidade, 2009.

- EC8 (2010). *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Part 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. NP EN1998-1,CEN, Instituto Português de Qualidade, 2010.
- E.L-B.C. (1973). *Enciclopédia Luso-Brasileira de Cultura*. Verbo, 1973.
- Farinha, J. F.B.; Correira do Reis, A. (2008). *Tabelas Técnicas*. Edições Técnicas E.T.L., Lda, Lisboa, 2008.
- Florel, A. (2009). *Parede de tabique*. Escavações Arqueológicas no Centro Histórico do Porto.
- França, J. A. (1989). *A reconstrução de Lisboa e a arquitectura pombalina*. Biblioteca Breve, 1989.
- IST, G. (2000). *Gaiola pombalina*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Kotormán, I.; Iványi, I. (1998). *Numerical Examination of Different Masonry Strengthening Methods*. 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, 1998.
- Langenbach, R. (2005). *Baixa pombalina walls*. <http://www.conservationtech.com/MAIN-TOPICS/ROMEprojects/Pombalwalls/Bombal-stereopr.htm>.
- Lúcio, V.; Castilho, S. (2005). *Relatório da inspecção à estrutura de edifício de habitação, comércio e serviços na Rua da Misericórdia n.º 63 a 73, Lisboa*. Versor, Consultas, Estudos e Projectos, Lda.
- Lopes, I. (2001). *Avaliação das Condições Geológicas e Geotécnicas para a Caracterização do Risco Sísmico, Aplicação à Colina do Castelo De S. Jorge*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Geologia Económica e Aplicada na especialidade de Geotecnia, Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa, 2001.
- Lopes, M. (2010). *Construção pombalina: Património histórico e estrutura sísmo-resistente*. 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, 2010.
- Mascarenhas, J. (2004). *Sistemas de Construção V, O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa*. Livro Horizonte, 2004.
- Oceana (2005). *The Seamounts of The Gorringe Bank*. Fondazione Ermenegildo Zegna, 2005.
- Pena, A. F. (2008). *Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Pombalino*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro 2008.
- Pinho, F. (2007). *Paredes de Alvenaria Ordinária - Estudo Experimental com modelos Simples e Reforçados*. PhD thesis, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Outubro de 2007.

- Pinho, F. (2008). *Experimental Research on Rubble Stone Masonry Walls*. HMC08 Historical Mortars Conference, LNEC, Lisboa, Setembro 2008.
- Pinho, F. P. (2000). *Paredes de Edifícios antigos em Portugal*. Coleção Edifícios, N.º8 LNEC, Lisboa, Dezembro de 2000.
- Roca, P. (2004). *Simplified Methods for assessment of masonry shear-walls*. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- Rossa, W. (2004). *Do plano de 1755-1758 para a Baixa-Chiado*. Monumentos, n.º 21, Edição Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Setembro de 2004.
- Santos, E. (1756). *Planta-tipo elaborada por Eugénio Santos escolhida por Pombal para a requalificação de Lisboa após o terramoto de 1755*. Museu da Cidade.
- Santos, M. H. R. (2000). *A Baixa Pombalina. Passado e Futuro*. Livros Horizonte.
- SAP2000 (2010). *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, Version 14.0*. CSI, Computers & Structures, inc, Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, California, USA.
- Silva, V. C. (2007). *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos - Técnicas Pouco Intrusivas*. Argumentum.
- Teixeira, M. (2010). *Reabilitação de edifícios pombalinos - Análise experimental de paredes de frontal*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro 2010.
- Valluzzi, R. (2001). *Behaviour of multi-leaf stone masonry walls strengthened by different intervention techniques*. Historical Constructions, Guimarães, 2001.